



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DEL ESTADO DE MÉXICO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**



**“EVALUACIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD EN  
LAS PILAS DE PUENTES VEHICULARES DE  
CONCRETO REFORZADO SUJETO A SISMO Y  
CARGA VIVA”**

**TESIS**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:**

**HAROLD MONTES DE OCA CARO**

**ASESOR:**

**DR. DAVID JOAQUÍN DELGADO HERNÁNDEZ**

**TOLUCA, MÉXICO, JULIO 2017**



DEPTO. DE EVALUACIÓN PROFESIONAL

No. Oficio: 029/2017

Ciudad Universitaria, Toluca, Méx. a 22 de junio del 2017

**C. HAROLD MONTES DE OCA CARO**  
**PASANTE DE INGENIERÍA CIVIL**  
**P R E S E N T E**

En respuesta a su solicitud, a continuación transcribo el tema aprobado por esta Dirección, que propuso el **DR. DAVID JOAQUÍN DELGADO HERNÁNDEZ**, con el fin de que lo desarrolle en la modalidad de **TESIS**, le informo que se autoriza la **impresión de su trabajo** para presentar su Evaluación Profesional.

**"EVALUACIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD EN LAS PILAS DE PUENTES VEHICULARES DE CONCRETO REFORZADO SUJETOS A SISMOS Y CARGA VIVA".**

	RESUMEN
	ÍNDICE GENERAL
CAPÍTULO 1.	INTRODUCCIÓN
CAPÍTULO 2.	MARCO TEÓRICO
CAPÍTULO 3.	CASO DE ESTUDIO
CAPÍTULO 4.	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS
	CONCLUSIONES
	RECOMENDACIONES Y TRABAJO FUTURO
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ruego a usted tomar nota de que en cumplimiento a lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito indispensable para sustentar su Evaluación Profesional.

Asimismo, para la elaboración de la **TESIS** y demás trámites, deberá sujetarse a la reglamentación respectiva de esta Universidad.

**ATENTAMENTE**  
**PATRIA, CIENCIA Y TRABAJO**

*"2017, Año Del Centenario de la Promulgación de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos".*



FACULTAD DE INGENIERÍA  
U. A. E. M.

**DRA. MARÍA DOLORES DURÁN GARCÍA**  
**DIRECTORA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA**

\*\*/Saha.



## DEDICATORIA

*A MIS PADRES, por todo su esfuerzo, sacrificio, apoyo, comprensión y amor. Por motivarme siempre a enfrentar retos, cumplir mis objetivos y creer en mi. Porque ustedes son mi ejemplo de vida y me han dado las herramientas para ser enfrentarme a ella. Les dedico ésta tesis para devolverles un poquito de todo lo que me han dado. Es para ustedes con toda mi dedicación y esfuerzo. Los amo.*

*A MIS HERMANOS: Estefani, Fredy y Lesfia por ser como son, porque no imagino mi vida sin ustedes, por esa amistad incondicional, por aceptarme con virtudes y defectos, va para ustedes.*

**¡SIEMPRE PODRÁN CONTAR CONMIGO!**

## AGRADECIMIENTOS

*A ti, Mayra, por ser esa persona especial que ha cambiado  
mi vida, porque siempre me has ayudado a ver el vaso  
medio lleno. Por ese apoyo brindado en todo momento, por  
creer sobremanera en mí. Sin ti, este camino no hubiera  
sido el mismo. Quiero volar muy alto junto ti.*

*Al Dr. David Joaquín Delgado Hernández,  
Por el invaluable apoyo y paciencia durante este trabajo.  
Por ayudarme a abrir mis horizontes y permitirme  
entrar en el mundo de la investigación.  
Porque sin usted este trabajo no hubiera sido posible.*

*Al Ing. Fernando Vera, L. Horacio Mtz, docentes, compañeros y amigos  
que hice en esta Facultad de Ingeniería; gracias a todas y cada una de las personas que  
me encontré durante en este camino me ayudaron a cumplir este sueño de ser Ingeniero Civil.*

*A mi querida Universidad Autónoma del Estado de México, por darme  
tantas oportunidades y experiencias tanto académicas, deportivas  
y profesionales, por permitirme representarlos desde los 5 años.  
Siempre llevare los colores verde y oro.*

*A COMECYT y SIDEA a través del proyecto 4322/2017/CI.  
Análisis de riesgo en puentes vehiculares sujetos  
simultáneamente a sismo y carga viva.*

*¡Gracias por esta experiencia de vida!*

## RESUMEN

Los puentes son estructuras necesarias para el desarrollo económico de un país, al ser proyectos desarrollados por el hombre, están sujetos al riesgo de falla, por lo tanto, se pueden presentar daños estructurales y económicos, directos e indirectos, además de la posibilidad de pérdidas humanas.

Un puente podría presentar fallas en las pilas de apoyo debido a distintos factores, como: sobrecarga, desplazamiento, fatiga, fractura, plasticidad, lluvia en exceso, sismos, falta de mantenimiento o corrosión, provocando pérdidas tanto económicas como humanas

Solamente en Estados Unidos medio millón de camiones transita con sobrecarga y se espera que en el futuro el número de vehículos sigan creciendo. Además, es bien sabido que México es uno de los países con mayor actividad telúrica en todo el planeta. Las estadísticas muestran que, cada año se registran más de 90 sismos, esto representa 60 % de los sismos a nivel mundial, registrando grandes magnitudes algunos por encima de los 4° en la escala de Richter<sup>45</sup>.

En virtud de ello es importante contar con herramientas que evalúen sus condiciones actuales de operación de los puentes, y que permitan a sus administradores tomar acciones preventivas o correctivas para asegurar su ininterrumpido funcionamiento.

En la presente investigación se propone una Red Bayesiana que considera la acción conjunta de solicitaciones sísmicas y las derivadas del tránsito vehicular. A través de los datos y la simulación de Monte Carlo, se estableció la distribución conjunta, mostrando una disminución en los efectos sobre las pilas del puente en términos de las magnitudes en las cargas de flexión, cuando las dos acciones están presentes al mismo tiempo.

Su propósito es llevar a cabo el análisis de probabilidad de falla de estas obras, con base en la recolección de información para la evaluación del Factor de Seguridad

# ÍNDICE GENERAL

RESUMEN .....	IV
<b>ÍNDICE DE TABLAS.....</b>	<b>VII</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS .....</b>	<b>VIII</b>
<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 PROBLEMA .....</b>	<b>2</b>
<b>1.2 JUSTIFICACIÓN.....</b>	<b>4</b>
<b>1.3 HIPÓTESIS .....</b>	<b>6</b>
<b>1.4 OBJETIVOS .....</b>	<b>7</b>
1.4.1 OBJETIVO GENERAL .....	7
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	7
<b>1.5 ALCANCE Y LIMITACIONES.....</b>	<b>8</b>
<b>CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>10</b>
<b>2.1 SOLICITACIONES.....</b>	<b>11</b>
2.1.1 CARGAS VIVAS.....	12
2.1.2 SISMO.....	15
2.1.3 COMBINACIONES: CARGA VIVA Y SISMO.....	17
<b>2.2 ANÁLISIS DE PROBABILIDAD .....</b>	<b>21</b>
2.2.1 TEORÍA DE PROBABILIDAD .....	23
2.2.2 REDES BAYESIANAS .....	30
2.2.2.1 Redes Bayesianas No-Paramétricas .....	35

2.2.2.2	Correlaciones.....	35
2.2.2.3	Simulación de Monte Carlo .....	37
<b>2.3</b>	<b>SEGURIDAD ESTRUCTURAL (FACTOR DE SEGURIDAD) .....</b>	<b>40</b>
 <b>CAPÍTULO 3. APLICACIÓN DEL MARCO TEÓRICO A UN CASO DE ESTUDIO.....</b>		<b>45</b>
<b>3.1</b>	<b>CASO DE ESTUDIO .....</b>	<b>45</b>
3.1.1	PUENTE VEHICULAR “TOLUCA-PALMILLAS” .....	45
3.1.2	CARGA VEHICULAR.....	59
3.1.3	SISMO.....	63
<b>3.2</b>	<b>PROCESO DE ANÁLISIS .....</b>	<b>66</b>
<b>3.3</b>	<b>USO DE RED BAYESIANA .....</b>	<b>79</b>
<b>3.4</b>	<b>FACTOR DE SEGURIDAD .....</b>	<b>81</b>
 <b>CAPÍTULO 4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....</b>		<b>88</b>
CONCLUSIONES.....		101
RECOMENDACIONES Y TRABAJO FUTUROS.....		104
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		105
 ANEXOS.....		109
ANEXO A. CÓDIGOS DE PROGRAMACIÓN. ....		110
ANEXO B. GRÁFICAS DE CARGAS ACTUANTES, RESISTENCIAS Y FACTOR DE SEGURIDAD. ....		121
ANEXO C. GRÁFICAS DE FUNCIÓN DE DENSIDAD ACUMULADA. ....		125



## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 3.1. ESPECIFICACIONES DE PROYECTO (ELABORACIÓN PROPIA).....	47
TABLA 3.2 CARACTERÍSTICAS DEL CABALLETE CENTRAL DEL PUENTE VEHICULAR (ELABORACIÓN PROPIA). ....	47
TABLA 3.3. MOMENTO CURVATURA (DATOS EXTRAÍDOS DE SAP2000).....	51
TABLA 3.4. EJEMPLO SELECCIÓN DE VEHÍCULO ( AW, WT, WA EN KG) .....	62
TABLA 3.5. SISMOS REGISTRADOS (ELABORACIÓN PROPIA) .....	64
TABLA 3.6. MATRIZ DE CORRELACIÓN PARA LA RB (DATOS EXTRAÍDOS DE UNINET). ....	81

## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1. VEHÍCULO TIPO T3-S2-R4 (NOM-012-SCT-2-2014). .....	13
FIGURA 2.2. CARACTERÍSTICAS DEL VEHÍCULO DE DISEÑO. (FUENTE: AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS..	13
FIGURA 2.3. COMPONENTES PRINCIPALES DE UN ACELEROGRAMA SCHMIDT DÍAZ Y QUIRÓS SERRANO (2007). .....	17
FIGURA 2.4. ACELEROGRAMA APLICADO A UNA ESTRUCTURA. ....	17
FIGURA 2.5. ESPACIO MUESTRAL $\Omega$ PARA LOS EVENTOS $E_1, E_2, \dots, E_8$ Y $A$ . ....	23
FIGURA 2.6. ILUSTRACIÓN DE PMF, PDF Y CDF .....	27
FIGURA 2.7. CONEXIÓN EN SERIE .....	31
FIGURA 2.8. CONEXIÓN DIVERGENTE .....	32
FIGURA 2.9. CONEXIÓN CONVERGENTE .....	32
FIGURA 2.10. GRAFO A-CÍCLICO.....	32
FIGURA 2.11. REDES BAYESIANAS DE TRES VARIABLES, UN PADRE Y DOS HIJOS. ....	33
FIGURA 2.12. TIPOS DE CORRELACIONES ENTRE VARIABLES (MORALES ET AL, 2008).....	36
FIGURA 2.13. RELACIÓN A-T PARA CADA NIVEL DE CONFIANZA $\{1-A\}$ CON $P_H=0,05$ (DÍAZ-EMPARANZA, 1995). ....	40
FIGURA 2.14. PROBABILIDAD DE FALLA VISTA COMO LA CONVOLUCIÓN DE LAS DENSIDADES DE PROBABILIDAD DE $X$ (CAPACIDAD) Y Y (DEMANDA) [FUENTE: MARENGO (1993)] .....	42
FIGURA 2.15. CONFIABILIDAD VISTA COMO EL COMPLEMENTO DE LA PROBABILIDAD DE FALLA. [FUENTE: MARENGO (1993)] ...	43
FIGURA 3.1. LOCALIZACIÓN DEL PUENTE VEHICULAR. ....	46
FIGURA 3.2. GEOMETRÍA GENERAL DEL PUENTE. (UNIDADES: CM). ....	48
FIGURA 3.3. DETALLE SECCIÓN DE VIGAS. (UNIDADES: CM). ....	49
FIGURA 3.4. MOMENTO DE CURVATURA. ....	51
FIGURA 3.5. VENTANA DE DATOS DE LAS CARGAS ACTUANTES. INTEGRACIÓN DIRECTA NO LINEAL, PROGRAMA SAP2000. ....	52
FIGURA 3.6. VENTANA DE DATOS DE LAS CARGAS ACTUANTES. ESTÁTICA NO LINEAL, PROGRAMA SAP2000.....	54
FIGURA 3.7. CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN DE TRABES, PROGRAMA SAP2000. ....	54
FIGURA 3.8. SECCIÓN DATOS DE TORÓN, PROGRAMA SAP2000. ....	55

FIGURA 3.9. DATOS DISTRIBUCIÓN DE TORONES, SAP2000.....	56
FIGURA 3.10. DATOS DE LA SECCIÓN DE VIGA, PROGRAMA SAP2000. ....	57
FIGURA 3.11. DATOS DE LA SECCIÓN DE CABEZAL, PROGRAMA SAP2000.....	58
FIGURA 3.12. DATOS DE LA SECCIÓN DE LAS PILAS, PROGRAMA SAP2000. ....	59
FIGURA 3.13. PRESENCIA SIMULTÁNEA DE DOS CAMIONES. ....	61
FIGURA 3.14. HISTOGRAMA DE CARGA TOTAL CON MEDIA 1.1457E+05, STD 3.5982E+04.....	62
FIGURA 3.15. ACELEROGRAMA DEL SISMO DE COYOTE LAKE (CCLYD). ....	65
FIGURA 3.16. DEFINICIÓN DE LA FUNCIÓN DEL.....	66
FIGURA 3.17. DIAGRAMA GENERAL DE PROGRAMACIÓN. ....	67
FIGURA 3.18. DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROGRAMA MODIFICAR PESOS .....	70
FIGURA 3.19. DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROGRAMA MODIFICAR PESOS .....	71
FIGURA 3.20. DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROGRAMA MODIFICAR PESOS .....	72
FIGURA 3.21. DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROGRAMA MODIFICARPESOSSAP.\$2K .....	73
FIGURA 3.22. DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROGRAMA_ANALISISPUENTE3D.M .....	76
FIGURA 3.23. DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROGRAMA_RT_PUENTE3D.M .....	77
FIGURA 3.24. RED BAYESIANA GENERADA .....	79
FIGURA 3.25. RED BAYESIANA GENERADA (VISTA DE HISTOGRAMAS).....	80
FIGURA 3.26. CARGA ACTUANTE EN LA PILA MÁS DESFAVORABLE DE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE [TON/M2].....	83
FIGURA 3.27 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA UN ELEMENTO CIRCULAR DE CONCRETO REFORZADO.....	84
FIGURA 3.28 HISTOGRAMA DE RESISTENCIAS .....	85
FIGURA 3.29 HISTOGRAMA FACTOR DE SEGURIDAD.....	86
FIGURA 3.30 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN Y CARGAS ACTUANTES .....	87
FIGURA 4.1 COMPARACIÓN DE PERCENTILES, CARGA AXIAL.....	89
FIGURA 4.2 COMPARACIÓN DE PERCENTILES, CORTANTE EN EJE X. ....	90
FIGURA 4.3 COMPARACIÓN DE PERCENTILES, CORTANTE EN EJE Y. ....	91
FIGURA 4.4. COMPARACIÓN DE PERCENTILES, MOMENTO FLEXIONANTE EN EJE X .....	92
FIGURA 4.5 COMPARACIÓN DE PERCENTILES, MOMENTO FLEXIONANTE EN EJE Y. ....	93

FIGURA 4.6 COMPARACIÓN DE PERCENTILES, MOMENTO TORSIONANTE.....	94
FIGURA 4.7 .COMPARACIÓN DE PERCENTILES, DESPLAZAMIENTO EN EL EJE X.....	95
FIGURA 4.8 COMPARACIÓN DE PERCENTILES, DESPLAZAMIENTO EN EJE Y .....	96
FIGURA 4.9 COMPARACIÓN DE PERCENTILES, DESPLAZAMIENTO EN EJE Z. ....	97
FIGURA 4.10 COMPARACIÓN DE PERCENTILES, GIROS EN EJE LONGITUDINAL DEL PUENTE. ....	98
FIGURA 4.11 COMPARACIÓN DE PERCENTILES, GIROS EN EJE TRANSVERSAL DEL PUENTE. ....	99
FIGURA 4.12 COMPARACIÓN DE PERCENTILES, GIROS EN EJE Z.....	100

# CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

En México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2015), define “puente” como *“Estructura con longitud mayor de seis (6) metros, que se construye sobre corrientes o cuerpos de agua y cuyas dimensiones quedan definidas por razones hidráulicas”*.

El diseño de un puente es integral, debe ofrecer seguridad en los diferentes aspectos bajo los que se encuentra sometido, desde estructural, geotécnico, hidráulico hasta hidrológico; pues gran parte del país se encuentra en una zona altamente sísmica y con una gran cantidad de ríos. Por tanto es imprescindible realizar estudios que estimen correctamente las posibles solicitaciones para el diseño integral de un puente, tales como comportamiento estructural, inundaciones, socavaciones entre otros, en el lugar donde se pretende construir un puente.

Cuando se emplea el término “seguridad” en un puente, éste debe contemplarse en todas las etapas que intervienen en el desarrollo del proyecto, hasta la construcción del mismo. Son dos los aspectos a tener en cuenta, el primero la eficiente resistencia del comportamiento tanto de la estructura como de la subestructura. Y el segundo es el cálculo hidráulico que permita garantizar completamente el adecuado dimensionamiento de la cimentación y desplante y con esto evitar colapso en la estructura.

Por otro lado, se considera que el riesgo es consecuencia de la exposición a una amenaza, la probabilidad de ocurrencia y la magnitud de sus efectos. En consecuencia, la razón de que los puentes sean estructuras determinantes desde el enfoque económico y social, genera que se necesiten desarrollar procedimientos de evaluación en los niveles de seguridad asociados a acciones de posible ocurrencia tales como lo son sismos intensos, vientos y cargas vivas.

## 1.1 Problema

La propia naturaleza de los puentes hace que su construcción y desarrollo tengan riesgos de falla, los cuales estén estrechamente relacionados con problemáticas socioeconómicas y estructurales, directos e indirectos, además de la posibilidad de pérdidas humanas. Por consiguiente, es indispensable identificar y atender las causas que interrumpen el servicio que brinda el puente, para desarrollar respuestas efectivas de mitigación y mantenimiento que minimicen las probabilidades de riesgo de falla y por ende el colapso.

De acuerdo con el estándar británico (BS 8800, 1996),

Un riesgo es la combinación de la probabilidad de que un evento peligroso ocurra y el efecto de sus consecuencias. La presencia de riesgos en una obra de infraestructura civil, depende de aspectos: naturales (ubicación geográfica, clima), diseño-constructivos (características geométricas, propiedades de los materiales, calidad constructiva), y la posibilidad de que se presenten escenarios que puedan conducir a una falla en el sitio donde se localiza.

Así mismo, tanto en Latinoamérica como en Europa se han realizado investigaciones para determinar el porcentaje de falla en los puentes. Por ejemplo, en Colombia, del año 1986 al 2001, 63 % de los puentes que fallaron, fueron de concreto reforzado, de los cuales casi 10 % presentaron sobrecarga e impacto<sup>1</sup>, junto con la falta de mantenimiento (Díaz Muñoz, 2002).

---

<sup>1</sup> Se le llama “impacto” al porcentaje que incrementa la acción de las cargas vivas sobre la calzada, esto se para tomar en cuenta los efectos de vibración de la estructura causada por la respuesta dinámica de la excitación provocada por las ruedas.

Mientras tanto, a nivel internacional Imhof (2004) señala que las fallas se producen 18 % por impactos a la estructura, 10 % por sobrecarga y 2 % por deterioro o falta de mantenimiento.

Además, es bien sabido que México es uno de los países con mayor actividad telúrica en todo el planeta. Las estadísticas muestran que, cada año se contabilizan más de 90 sismos, esto representa 60 % de los sismos a nivel mundial, registrando magnitudes en la escala de Richter<sup>45</sup>, por encima de los 4 grados (Bitrán, 2001).

Como explican Gómez Soberón, et al. (2006) a nivel internacional ha quedado en manifiesto la necesidad de procedimientos de mantenimiento y rehabilitación, pues se mostró con claridad luego de los sismos de Northridge, EEUU de 1994 y Kobe, Japón de 1995, que entre 3 % y 5 % de los puentes expuestos sufrieron algún tipo de daño y posteriormente colapsaron.

De lo anterior, los porcentajes de falla registrados tanto por sobrecarga, como impacto, falta de mantenimiento y sismo, se traducen a una relación entre la carga actuante mayor a la carga resistente, dando como resultado un factor de seguridad menor que 1.

En este contexto, a partir de las estadísticas sísmicas en México y las causas de falla en puentes, es necesario disponer de herramientas analíticas que examinen la situación de operación actual de estas estructuras, que faciliten a los responsables implementar tareas preventivas o correctivas que garanticen su funcionamiento continuo. La literatura reporta la aplicación de distintas técnicas habituales no determinísticas en la estimación de la probabilidad de falla, ya sea para los elementos estructurales aislados, o bien, como un conjunto de sistemas.

## 1.2 Justificación

Un puente podría presentar fallas en las pilas de apoyo debido a distintos factores, como: sobrecarga, desplazamiento, fatiga, fractura, plasticidad, lluvia en exceso, sismos, falta de mantenimiento o corrosión, provocando pérdidas tanto económicas como humanas (Delgado Hernández, et al., 2015). Aunque todas las fallas son interesantes, en el presente trabajo se ha optado por el análisis simultáneo de dos eventos que las provocan, las sobrecargas, producidas por el peso de los vehículos de gran dimensión que transitan por el puente, y los sismos, que pueden presentarse cuando en dicha obra circulan unidades de transporte con tonelajes considerables.

Como mencionan Vidaud Quintana y De la Rosa Sánchez (2008) es necesario conocer e implementar la evaluación en los niveles de seguridad de las estructuras que estén ligados a los factores externos en cuanto a las cargas.

Es por eso que se pretende estudiar la relación que existe entre la resistencia de las pilas y sus cargas para la condición de solicitaciones de carga viva y carga instantánea en un puente dado. En principio puede parecer un escenario de carga poco probable, pero diariamente circulan por las carreteras nacionales cada vez más vehículos pesados que en antaño, y la posibilidad latente de un sismo mientras circulan por los puentes existentes. Ghosh, *et al.* (2013) mencionan que no existe literatura especializada para el análisis de estas cargas simultaneas, además de que en el mundo una cantidad considerable de puentes ésta presente en zonas sísmicas y se han comenzado a declarar funcionalmente obsoletos.

Con base en los comentarios anteriores y en la intensa actividad sísmica en la República Mexicana, Díaz, *et al.* (2006) mencionan, que afecta seriamente a una buena parte del territorio nacional, se confirma la urgente necesidad de revisar las condiciones de vulnerabilidad en la que se encuentra el sistema carretero del país. Si además se tiene en cuenta que 70% de la población actual de puentes en México fue construida antes de 1970, se advierte que muchos de ellos no fueran proyectados ni



construidos de acuerdo con los criterios de diseño sísmico vigentes. Aunado a ello, el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) señala que las observaciones realizadas en puentes afectados en otros países, durante la ocurrencia de sismos de gran intensidad, mostraron que la falla fue ocasionada por comportamiento deficiente de las pilas de puentes. (Vargas, 2007)

Vargas(2007) menciona que en México, no se ha dado prioridad en el estudio sobre el comportamiento sísmico en puentes como se ha hecho hincapié en edificios, de la misma forma Hernández Quinto y Campos de la Fuente (2008) señalan que el diseño sísmico en puentes se ha caracterizado por la falta de una práctica común establecida. Ambos autores aluden a la falta de normativa nacional específica, ya que en la mayoría de los casos los proyectistas adoptan valores distintos en los métodos estáticos de análisis, al considerar la fuerza aplicada en la punta de las pilas y a la fracción del peso que soporta la estructura. Hernández Quinto y Campos de la Fuente (2008) mencionan que para afrontar éste vacío se desarrolla desde el año 2000 la normativa de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), mientras tanto aún permanece vigente el documento N-PRY-CAR-6-01-005/01 del año 2000 2000 además del capítulo de diseño sísmico del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE). Sin embargo, ninguno de estos documentos toma en cuenta la acción simultánea de cargas vivas máximas y accidentales, que se presentan como una probabilidad.

Lo anterior demuestra la falta de una norma general en México que unifique la normatividad para el diseño sísmico de puentes, como se ha hecho hincapié en edificios, lo que conlleva a una carencia de normatividad nacional específica que permita justificar los criterios de diseño empleados (Vargas, 2007). Por ahora, el país cuenta con el documento N-PRY-CAR-6-01-005/01 para diseño por sismo de la SCT, y el capítulo de diseño sísmico del Manual de Obras Civiles de la CFE para afrontar este vacío. Sin embargo, ninguno de estos documentos toma en cuenta las especificaciones antes mencionadas que ponen en riesgo a los puentes por la acción

simultánea del tránsito de camiones de gran tonelaje y sismos recurrentes en el territorio nacional.

Además, en México no se conoce de manera cuantitativa la situación actual de los puentes, ya que el Sistema de Puentes en México (SIPUMEX) presenta una escala subjetiva para determinar el nivel de seguridad de cada estructura mediante una inspección visual por parte del personal de la SCT.

Es por ello, que surge la necesidad de desarrollar un modelo matemático para evaluar el Factor de Seguridad, que compare la resistencia y las cargas en las pilas de un puente de concreto reforzado con la acción simultánea de cargas vivas y sismos máximos. Los resultados serán la base para diseñar acciones de diseño preventivas y, en caso de puentes ya construidos, correctivas, que prolonguen la vida de la obra.

En materia de investigación, la consideración en paralelo de dichas cargas tiene tres enfoques para entender su comportamiento: experimental, analítico y probabilístico. La presente tesis se desarrolla con base en el enfoque probabilístico de la problemática. En esencia, la pregunta de investigación que se pretende contestar es: ¿Qué le ocurre al Factor de Seguridad de una pila de un puente vehicular ante la presencia conjunta de cargas vivas y sismos máximos?

### **1.3 Hipótesis**

Para contestarla, es necesario recordar que un elemento estructural se diseña para que la capacidad de resistencia de un elemento sea mayor que la demanda, es decir, que la resistencia exceda el efecto de las cargas. Al cociente entre estas variables se le denomina Factor de Seguridad, el cual debe ser mayor que uno. El Factor de Seguridad menor o igual que uno indicaría que la demanda excede la capacidad de resistencia del elemento, por lo tanto existe el riesgo de falla. A esta filosofía de diseño se le conoce como estado límite de falla, la cual considera como falla al colapso, inestabilidad, fatiga, fluencia por flexión, falla por cortante, torsión.

Por lo tanto, la hipótesis planteada sostiene que la pila de un puente vehicular presenta un Factor de Seguridad menor que uno, bajo las condiciones simultáneas de carga viva máxima y sismos máximos actuales.

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo general**

El objetivo principal de esta investigación es, entonces, evaluar el factor de seguridad en la pila de un puente sujeto a cargas vivas y sismos máximos.

### **1.4.2 Objetivos específicos**

- Generar un modelo matemático para conocer la interacción simultánea de cargas vivas y sismos.
- Conocer el estado actual de un puente desde el punto de vista de la seguridad.
- Analizar la pila del puente bajo estudio y proponer una medida para estimar su Factor de Seguridad, con base en las cargas axiales y los momentos flexionantes actuantes y resistentes
- Proponer recomendaciones, con base en el análisis de los resultados obtenidos, encaminadas a la selección de las mejores alternativas, que permitan optimizar el manejo de los recursos destinados al diseño, para prolongar la vida de la obra con base en un enfoque probabilístico.
- Facilitar la toma de decisiones en materia de administración de riesgos<sup>2</sup> para puentes.
- Fomentar el uso de la metodología empleada para la obtención de datos e información, pueda ser utilizada en estudios posteriores similares, afines a las evaluaciones de trabes, cimentación o la repercusión del factor de seguridad en el costo de construcción.

---

<sup>2</sup> Procesar y manejar información sobre la incertidumbre que amenaza al puente.

Básicamente, se espera que, como resultado final de la investigación, se obtenga una herramienta capaz de orientar a los tomadores de decisiones, en la administración de los recursos destinados a la mitigación de riesgos en obras de infraestructura.

## **1.5 Alcance y limitaciones**

En este sentido, el alcance se limita a la evaluación de un puente vehicular de concreto reforzado, y al análisis de una pila circular, uno de los elementos más vulnerables con base en las estadísticas de falla de puentes reportadas en la literatura Joachim Scheer (2011).

El estudio de puentes sometidos a carga viva y sismos por separado, tiene muchas aristas por las que puede ser abordado, por lo que un estudio completo implicaría tocar temas concernientes a estudios de transporte, análisis estructural o incluso ciencias naturales, para el caso de los sismos. Por ejemplo, determinar la probabilidad de ocurrencia de dos o más camiones en el puente, los efectos de varios camiones sobre una misma calzada ya sea en batería o en cordón, la incidencia de las cargas vivas y sismo con la presencia de camiones en contraflujo para una misma calzada o el análisis de un modelo con la interacción desde la infraestructura, subestructura y superestructura, así como la interacción del suelo con el modelo de cargas vivas y sismos simultáneos.

Además, en Hernández Quinto y Campos de la Fuente (2008) mencionan que la vibración del terreno durante un sismo no es el único aspecto que interviene en un estudio completo. Fenómenos asociados a la vibración, como la licuación de suelos granulares saturados, la densificación de rellenos sueltos y la falla de taludes, han sido causa de daños en puentes sometidos a sismos. También daños presentados en

puentes sujetos a sismos se relacionan con problemas de cimentaciones desplazadas sobre suelos poco firmes: arenas saturadas y poco densas o arcillas compresibles

Se han presentado asentamientos, desplazamientos o rotaciones de las cimentaciones que han dado lugar a la caída de la superestructura. Particularmente frecuentes han sido los casos de licuación. También se han presentado fallas de estribos y la densificación de los terraplenes de acceso.

Por otro lado el estudio se limita a evaluar la seguridad en el puente dado un evento de combinación de cargas para un instante dado, no se hace un estudio considerando el daño acumulado en el tiempo. López, *et al.* (2011) mencionan que la variación de las propiedades dinámicas estructurales en el tiempo es un problema común al que se exponen las obras de ingeniería civil. Se sabe que a medida que el daño en la estructura se acumula, también se incrementa la probabilidad de que incurra en un nivel de desempeño no adecuado.

Pero la motivación más clara de este trabajo es investigar qué factor de seguridad presenta una pila circular de concreto reforzado con las cargas actuales y el flujo de camiones aunado a un sismo, ya que se ha demostrado que en ciertas estructuras se ha experimentado daño estructural, como en Kobe, Japón o Northridge, Estados Unidos de América.

Por lo tanto, esta investigación replica el modelo de un caballete central de un puente, bajo cargas vehiculares y acelerogramas de sismos reales.

## CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

La inversión apropiada de los recursos de construcción y mantenimiento de las estructuras, motiva la generación de modelos para simplificar o hacer eficiente la evaluación en las que operará el puente, mediante métodos de confiabilidad o aproximaciones probabilísticas.

La presencia simultánea de carga viva y sismo ha aumentado con respecto al pasado, ya que alrededor del mundo ha aumentado el número de vehículos. Hida (2007) menciona que la presencia de vehículos para tener un puente completamente cargado durante un evento sísmico importante es cada día más probable y debe ser analizada.

El enfoque de cargas máximas y eventos sísmicos simultáneos, es un campo el cual no se ha explorado, ya que sólo se han analizado por separado, Ghosh, *et al.* (2013). La combinación de ambas variables desde un punto de visto probabilístico es un campo que ha recibido poca atención por parte del área de confiabilidad y manejo de riesgos. Tan solo en Estados Unidos medio millón de camiones transitan con sobrecarga y se espera que en el futuro el número crezca considerablemente. (National Safety Commission, 2007)

El análisis se hará sobre la pila de un puente de concreto reforzado, dado que este componente se considera la parte más importante en el diseño de la subestructura, pero a su vez el más vulnerable de un puente (Díaz, *et al.*, 2006), se deben emplear diseños en los cuales el sistema disipe mejor la energía sísmica y emplee adecuadamente una longitud de desarrollo en las varillas, tanto para su cimentación como para el cabezal.

## 2.1 Solicitaciones

Son las acciones bajo las cuales estará sometida una estructura, con el objeto de diseño geométrico de los elementos, González Cuevas (2005). Los efectos de estas solicitaciones producen respuestas en el elemento, por lo tanto, es necesario conocer las características acción-respuesta de la estructura estudiada.

Las acciones, por ejemplo, son el peso propio de la estructura, las cargas vivas, el viento, sismo o asentamientos. Mientras que las respuestas del comportamiento bajo una acción determinada, puede ser la deformación, agrietamiento, durabilidad o vibración.

El propósito de esta investigación es el análisis conjunto de la combinación de carga viva y sismo durante la vida útil de un puente. En diversos estudios Ghosh, *et al.* (2013) señalan que la funcionalidad de los puentes es amenazada por eventos naturales, tales como sismos y por otro lado, la elevada demanda de cargas de tránsito vehicular.

Por otro lado, la normatividad internacional como el Eurocode (2005) y el Canadian Highway Bridge Design Code (2006) ignoran el efecto en paralelo de las distintas cargas máximas vehiculares y sísmicas, además las normas AASTHO (2012) solo consideran la posibilidad de carga viva parcial con sismo y sólo da la referencia de una regla para combinar cargas no correlacionadas. (Shaban, et al., 2015) Por lo tanto, no se cuenta con mucha información en el campo del análisis de confiabilidad en puentes para este caso.

Así mismo, en México no se tiene un adecuado modelo de Cargas Vivas Vehiculares (MCVV), Bernard (2001) se menciona que las consideraciones en el diseño se realizan con base en la experiencia del ingeniero, sin tener parámetros estándar, un valor en el factor de carga viva, por lo tanto, es inadecuado la combinación con otros factores de carga muerta o resistencia.

Dado lo anterior, se considera que el efecto sobre la pila de un puente vehicular sujeto a carga viva máxima y sismos máximos, en función de sus esfuerzos internos y desplazamientos, será mayor que la consideración aislada de las cargas respectivamente.

### 2.1.1 Cargas Vivas

Se refiere a las cargas que son variables durante la vida de la estructura, están sujetas a las cargas móviles que aplican los camiones, autobuses, automóviles, vehículos especiales, así como de menor impacto son los ciclistas, peatones o ganado.

La manera de cuantificar el tránsito de vehículos para proyectar el trazo geométrico de una carretera, así como del diseño del pavimento, se da a partir del Volumen de Tránsito, generalmente se utiliza el Transito Diario Promedio Anual.

$$TDPA = \frac{TA}{365}$$

2.1

Donde:

TDPA = Transito Diario Promedio Anual.

TA = Transito anual.

La clasificación de los vehículos depende del reglamento empleado, ya sea el EUROCODIGO, LRFD, IMT, CAN/CSA, entre otros. El modelo de carga viva LRFD reside en la combinación de un camión o un tándem el cual ocasione un mayor efecto, y un carril de diseño. El objetivo es proyectar una media de carga y sus efectos correlacionados.



En México el vehículo proyecto es un Tractor de 3 ejes, semirremolque de 2 dos ejes con remolque de 4 ejes (T3S2R4) (Figura 2.1) con un peso bruto vehicular máximo de hasta 75 toneladas en Caminos tipo E y A+, mientras que para caminos A y B está autorizado 66.5 ton (Dirección General de Servicios Técnicos, 2016), por otro lado, el reglamento LRFD es el HL-93 que es un típico camión semi-tráiler.

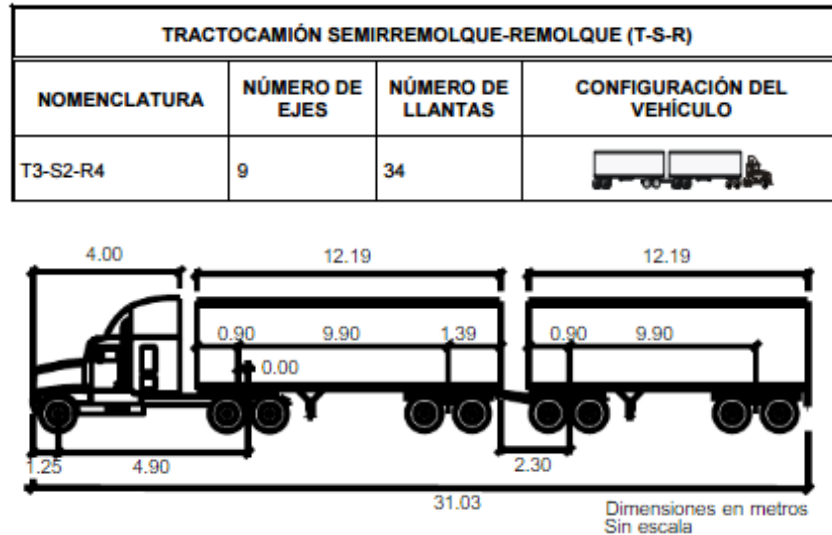


Figura 2.1. Vehículo tipo T3-S2-R4 (NOM-012-SCT-2-2014).

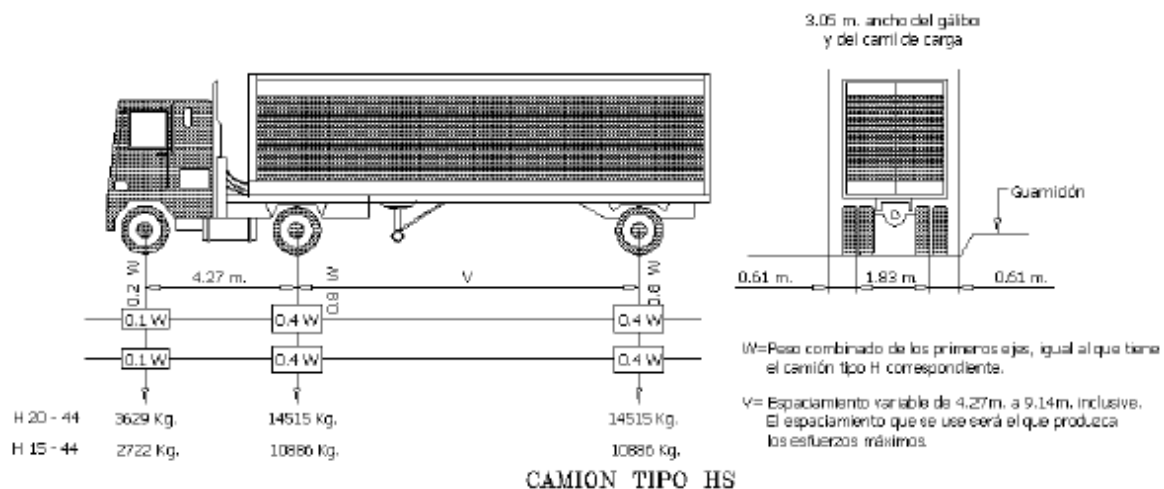


Figura 2.2. Características del vehículo de diseño. (FUENTE: AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS)

El Instituto Mexicano del Transporte (IMT) formuló modelos de cargas que representan adecuadamente los pesos de los vehículos que circulan por las carreteras nacionales, estos modelos se encuentran bajo un alto nivel de seguridad al arrojar elementos mecánicos sobrados en dimensiones.

El IMT adoptó como punto de referencia los principales sistemas de carga desarrollados al rededor del mundo, como son: el modelo de cargas concentradas y el modelo de cargas uniformemente distribuidas. Ambos con el análisis longitudinal, el cual consiste en la aplicación de tres cargas concentradas o la descomposición en seis, dependiendo de la longitud del claro igual o mayor a 30 metros, respectivamente. Por otro lado, está el análisis transversal o tridimensional.

El modelo de cargas concentradas produce efectos en los puentes equivalentes a los que ocasiona un vehículo muy pesado con una probabilidad muy baja de presentarse en el lapso de vida útil del puente. En contraparte, el modelo de carga uniforme genera efectos ocasionados por vehículos pesados, que circulan en un mismo carril uno tras otro (convoy).

Hernández Quinto (2010) menciona que usualmente en México se han empleado para el diseño de puentes, cargas inferiores a las que efectivamente transportan los vehículos que circulan por las principales vías de la red carretera mexicana en la actualidad.

El IMT determina dos tipos de análisis, el longitudinal y el transversal o tridimensional. El modelo IMT 66.5 se emplea para las carreteras tipo ET, A, B y C según la clasificación establecida en el Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal, así como para las autopistas, que son carreteras de los tipos ET

y A, con accesos controlados. Mientras que el modelo IMT 20.5 es aplicable para carreteras tipo D según el Reglamento mencionado en el párrafo anterior.

### 2.1.2 Sismo.

“Un sismo consiste en la liberación de gran cantidad de energía, que da como resultado el movimiento de una sección de la corteza terrestre.” (Schmidt Díaz & Quirós Serrano, 2007)

Forma parte de las cargas eventuales según la SCT a través de la NIT y se refiere a las acciones que se presentan esporádicamente durante la vida de un puente. (SCT, 2015).

Todos los puentes deben estar preparados para una probabilidad baja de colapso, el Eurocode (2005) establece que la probabilidad de falla deseada en un año sea del orden de  $1 \times 10^{-6}$ , es decir, que sólo falle una estructura de un millón. Sin embargo, pueden sufrir un daño significativo, por ende, discontinuidad en el servicio.

El reglamento AASHTO (2012) menciona como probabilidad de falla deseada que en un periodo de 75 años, fallan 7 de cada 100 puentes sometidos a un sismo intenso, es decir, exceden la resistencia.

El riesgo de falla de la estructura está en función de la probabilidad de ocurrencia de sismos y las características del suelo. En México esto se resolvió por parte de la CFE a través de una regionalización, esto en el capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles (1993). Se proporcionó una clasificación del territorio nacional a través de cuatro zonas y tres tipos de terreno.

Por otro lado, existen dos métodos de análisis para el diseño sísmico, el estático y dinámico. La primera diferencia entre ambas es que el análisis estático no representa

con suficiente aproximación el comportamiento real de la estructura sujeta a la acción sísmica, la segunda consiste en la manera de considerar el posible comportamiento inelástico y la forma en que se define la excitación sísmica de diseño.

Para efectos de diseño o análisis dinámico, el método paso a paso define los acelerogramas del sismo determinado, resolviendo la ecuación del movimiento para cada instante de tiempo. Este método reproduce de manera más realista la respuesta sísmica de estructuras con comportamiento no-lineal.

El modelo “paso a paso” es un modelo matemático con respuesta a temblores específicos, que justifica la conducta no-lineal para determinar su respuesta dinámica por métodos de integración directa.

La recopilación de información para un sismo es a través de un acelerógrafo. Este aparato toma el registro de la aceleración del suelo en función del tiempo en un sitio determinado. El historial de las aceleraciones se registra en tres planos: longitudinal, transversal y vertical. El componente longitudinal se orienta para coincidir con la dirección norte-sur, Schmidt Díaz *et al.* (2007). La figura 2.3 muestra los componentes básicos del acelerograma.

En general, la modelación de un sismo, utiliza el coeficiente máximo de aceleración del suelo  $a$  (en inglés Peak Ground Acceleration) usando como unidades una fracción de la gravedad. La carga del sismo debe ser aplicada en el sentido más crítico de la estructura. Es decir, se considera una carga perpendicular al sentido longitudinal del puente. La figura 2.4 muestra la aplicación de un acelerograma a la estructura.

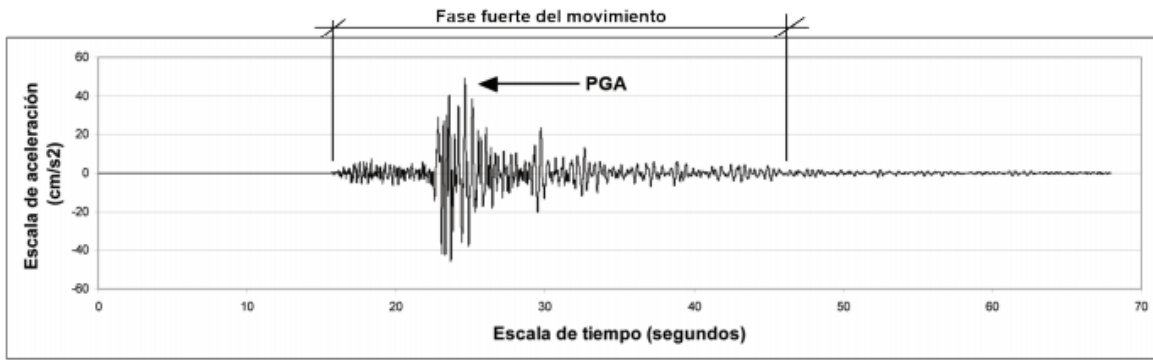


Figura 2.3. Componentes principales de un acelerograma Schmidt Díaz y Quirós Serrano (2007).

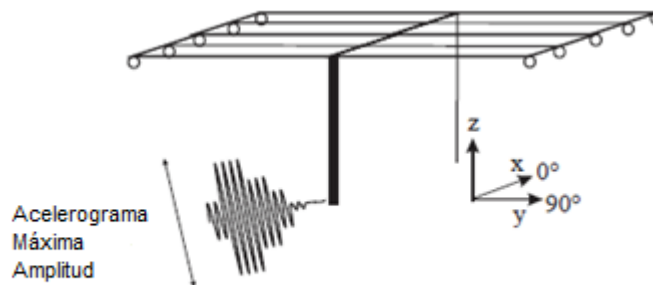


Figura 2.4. Acelerograma aplicado a una estructura.

### 2.1.3 Combinaciones: Carga viva y sismo.

Desde el punto de vista experimental, en la Universidad de Nevada, en Reno, Wibowo, *et al*; (2013) realizaron una prueba sobre una mesa vibratoria de un puente a escala de tres apoyos y vigas de acero curvo. La carga viva se efectuó a través de camiones representativos y el sismo fue a escala del ocurrido en 1994 en Northridge, EE.UU. mediante movimientos de cuatro mesas vibratorias sincronizadas.

Este trabajo experimental, mostró el beneficio de la carga viva en el desempeño del puente, pero el efecto disminuyó al aumentar la amplitud del sismo. Los parámetros que se usaron para medir el comportamiento del puente fueron, el desplazamiento de la columna, la fuerza cortante en los estribos y el tamaño de las grietas.

Al obtener los resultados, se generó un modelo en SAP2000™ y se confirmó el resultado del comportamiento experimental, es decir, se confirmó que la carga viva reduce el comportamiento dinámico del puente. Con estos resultados se hace más interesante la aplicación de cargas simultáneas a un puente en México, ya que existe gran cantidad de puentes en zonas altamente sísmicas, el alto número de camiones sobrecargados y con exceso de dimensiones.

La conclusión en este estudio, fue que los camiones actúan como amortiguadores, como los que se usan para controlar el efecto de la vibración del viento en edificios. Este efecto es beneficioso generalmente para otros sismos y vehículos con diferentes propiedades, por otro lado, también existe la probabilidad de efectos negativos, pero son cerca del 10 % de los casos sin carga viva.

Además del estudio anterior, se realizó un experimento en Turquía por parte de Shaban, *et al*; (2015). Se trabajó con un puente a gran escala, de 12 metros de longitud, con sólo un solo carril para el vehículo de prueba en la losa de concreto y vigas de acero. Los sismos fueron a partir de cinco sismos registrados recientemente en aquel país, aplicados en la dirección transversal del puente, el análisis fue con y sin vehículo sobre el tablero.

Los resultados fueron similares a los de Wibowo, *et al*; (2013), el amortiguamiento por efecto de carga viva es entre el 9 % y 30 %. Mientras que las pruebas con sismos, la reducción de la aceleración en la losa de hasta 15.1 % y una reducción en los desplazamientos relativos en los apoyos de cojinetes en 18.7 %, ambas como efecto específico del amortiguamiento.

Por otro lado, el enfoque analítico ha tenido investigaciones con mayor anterioridad. En 1990, Sugiyama, *et al.* realizaron un modelo numérico para probar en un puente de vigas de acero con camiones cargados a distinta capacidad y sometidos a sismo. Los resultados observados mostraron que efecto dinámico fue más dominante en la dirección transversal y existe la tendencia a reducir la respuesta del puente.

También Kawatani, *et al.* (2007) mediante una investigación analítica, estudiaron la respuesta sísmica de un puente con placas de acero bajo cargas vehiculares durante un sismo. Las observaciones de los análisis numéricos mostraron que los vehículos pesados pueden reducir la respuesta sísmica del puente bajo una amplitud de sismo moderada, pero que esos vehículos tienen un efecto negativo si se aumenta la frecuencia sísmica.

En Japón, Kim, *et al.* (2011) efectuaron una investigación sobre un puente sometido a cargas vehiculares, durante sismos moderados pero con gran probabilidad de ocurrencia. Cabe mencionar, que en Japón al igual que en México el código de diseño de puentes (Japan Road Association, 2002) tampoco considera ambas cargas simultáneamente.

Los resultados estuvieron en acorde con Wibowo, *et al.* (2013) destacando que no se encuentra diferencia significativa para la respuesta dinámica del puente si se asume que el vehículo está en movimiento o detenido.

En cuanto al enfoque probabilista, éste se estudia a través de la función de probabilidad conjunta (JPDF por sus siglas en inglés) la relación de carga viva vehicular, sismo y socavación. En Liang y Lee (2013) el objetivo se basa en la probabilidad de combinar cargas frecuentes pero sin llegar a ser extremas en su magnitud y los efectos poco frecuentes de ocurrencia de carga. Ellos evaluaron los estados límite de una pila de puente vehicular y al combinar la carga viva y el sismo obtuvieron resultados similares a los estudios de Nevada

Así mismo, Ghosh, *et al.* (2013) menciona que es importante el estudio de las cargas en paralelo, ya que bajo estas circunstancias muchos puentes se encuentran etiquetados como obsoletos. Su modelo se aplica a un puente con un flujo de tránsito vehicular, el cual puede ser acoplado con las características sísmicas para llegar a estimar la información de tránsito y la probabilidad de la presencia de camiones.

El modelo anterior toma la región central y sureste de los Estados Unidos, zona de gran actividad sísmica. Se eligió un puente representativo de vigas de acero curvas continuas de multiapoyos, de 66.9 m. de longitud y el análisis en un solo carril, este constituye el 11.6 % de los puentes en esa región. Las características del tránsito fueron tomadas de 11 puntos de medición de pesos en movimiento de Alabama. Para los datos sísmicos se usaron 96 elementos representativos potenciales de un rango que se ha usado en el pasado para el análisis de fragilidad sísmica.

Los resultados arrojan que la fragilidad sísmica de un puente con un sismo promedio en la región y un camión con peso bruto de 35.4 ton; que sería un peso modal, se reduce entre 5 % y 10 % en una ubicación aleatoria sobre el tablero del puente. Mientras que para un camión con un peso de 60 ton y un sismo medio, la reducción de la fragilidad en el puente es aproximadamente 14 %.

Es así, que las investigaciones para comprender el comportamiento de este fenómeno son diversos, pero hasta donde el autor tiene conocimiento, el enfoque probabilístico aún no se ha profundizado.

Por lo tanto, se propone atacar el problema de cargas vivas máximas y sismos máximos a través de un modelo con base en un puente recto de concreto reforzado considerando la presencia de dos camiones simultáneos de nueve ejes respectivamente en el mismo sentido de flujo, en contraste con lo expuesto por Ghosh, *et al.* (2013) con un puente curvo de vigas de acero con un solo camión actuante de cinco ejes.



El estudio pretende ser un metodo para cuantificar el impacto de las cargas desde el punto de vista de la seguridad estructural.

## 2.2 Análisis de probabilidad

Comprender las nociones fundamentales del funcionamiento de las Redes Bayesianas lleva a revisar la teoría de probabilidad de los cuales sobresalen: el teorema de la probabilidad total, el de probabilidad condicional y el teorema de Bayes, además se necesita un ligero repaso de los principales conceptos de la probabilidad y estadística, para elaborar un marco referencial que haga más fácil comprender las nociones manejados en los capítulos de resultados de la presente investigación.

Ahora bien, la probabilidad está integrada por medio de tres expresiones básicas, llamadas los tres axiomas de la probabilidad, que son válidos para los eventos. Es decir, son las condiciones mínimas que deben cumplirse para que de una función que esté definida sobre un conjunto de eventos, se determinen sus probabilidades correctamente.

$$P_r(E) \geq 0 \quad 2.2$$

Éste axioma define que la probabilidad del evento  $E$  es un número mayor a cero, es decir, no negativo.

$$P_r(\Omega) = 1 \quad 2.3$$

Esto es, que la probabilidad de un evento que se conoce con certeza es 1. Si dos eventos son mutuamente excluyentes la probabilidad de obtener  $E_1$  o  $E_2$  es igual a la probabilidad de obtener  $E_1$  más la probabilidad de obtener  $E_2$ . Excluirse mutuamente,

se refiere a que  $E_1$  y  $E_2$  no pueden ocurrir a la vez en el mismo experimento. Por ejemplo, la probabilidad de obtener Águila o Sol en la misma tirada de una moneda es

$$\Pr(E_1 \cup E_2) = \Pr(E_1) + \Pr(E_2) \quad 2.4$$

$$P(A \cup S) = 1/2 + 1/2 = 1 \quad 2.5$$

En el tercer axioma, se define la probabilidad aditiva que se puede extender a cualquier secuencia de eventos mutuamente excluyentes si  $E_1, E_2, \dots, E_k$  pertenece ( $\epsilon$ )  $E$  y  $E_i, E_j = \emptyset$  para todo  $i \neq j$  con  $i, j = 1, 2, \dots, k$ , por tanto:

$$P_r(E_1 \cup E_2 \cup E_3 \dots E_k) = P_r(E_1) + P_r(E_2) + \dots + P_r(E_k) \quad 2.6$$

De esta regla se derivan más propiedades de probabilidad que pueden ser usadas para desarrollar operaciones aditivas en el espacio muestral, como la unión o la intersección de los eventos. Por ejemplo si  $E$  es un evento cualquiera de un experimento aleatorio y  $E'$  es el complemento de  $E$ , entonces:  $E + E^c = \Omega$  se tiene que  $P_r(E + E^c) = P_r(\Omega) = 1$

$$P_r(E^c) = 1 - P_r(E) \quad 2.7$$

Esta propiedad es útil para evaluar la probabilidad de ocurrencia de un evento complementario a otro, estimándolo indirectamente, en otras palabras, la probabilidad de que el evento  $E$  no ocurra, es igual a 1 menos la probabilidad de que ocurra.

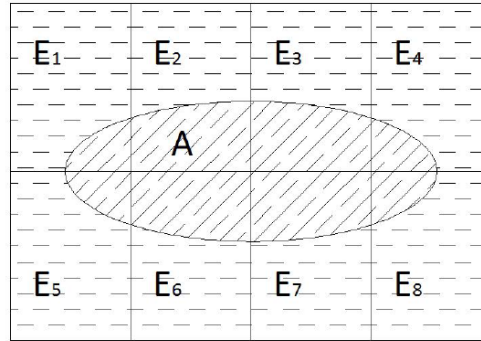


Figura 2.5. Espacio muestral  $\Omega$  para los eventos  $E_1, E_2, \dots, E_8$  y  $A$ .

### 2.2.1 Teoría de Probabilidad

El propósito de la teoría de probabilidad es la estimación cuantitativa de probabilidades, pero la verdadera interpretación y significado de lo que son las probabilidades y los cálculos como tal no son parte de esta teoría, puesto que existen tres formas de interpretarla: la clásica, la frecuentista y la bayesiana.

La definición *Clásica De Probabilidad*, es la interpretación que tuvo sus orígenes en los juegos de cartas y dados. Si un experimento tiene asociado un espacio muestral formado por  $N$  elementos, y cada evento es independiente, de modo que todos los resultados tienen las mismas posibilidades de ocurrir, entonces la probabilidad asociada a cada elemento del espacio muestral es  $1/N$ .

$$P(A) = \frac{N_A}{n_t} \quad 2.8$$

$N_A$  es el número de formas posibles de un experimento para llegar a  $A$ .

$N_t$  es el número total de formas en el experimento.

Un ejemplo sencillo puede ser, la probabilidad de lograr una “cara” cuando se lanza una moneda, el resultado sería 0,5, esto quiere decir que sólo hay una manera posible de lograr una “cara”, pero hay dos resultados posibles en el experimento.

*Definición Frecuentista* bajo esta interpretación, se llega a la conclusión de que la probabilidad del evento A es simplemente la frecuencia relativa de la ocurrencia del evento dado en “n” número de intentos, o en otros términos por medio de la siguiente expresión:

$$P(A) = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{N_A}{n} \quad 2.9$$

$N_A$ =número de veces que el evento A sucede,  $n$ = número total de experimentos.

Al experimento se le conoce como un fenómeno del cual se tiene conocimiento de los resultados que puede generar pero que no se sabe el valor de este hasta realizarlo. Esta definición de la probabilidad responde a preguntas del tipo ¿cuál es la probabilidad de lograr cierta cara de una moneda dado que se lanzó una cantidad de veces determinada? Si por ejemplo se lanza la moneda 100 veces y de este experimento se observa que una de las caras ocurre 54 ocasiones la probabilidad calculada es 0.54. Sin embargo, si el número de experimentos aumenta esta probabilidad va a converger a 0.5, bajo esta interpretación las probabilidades son vistas como características de la naturaleza del fenómeno estudiado.

En la *Interpretación Bayesiana* de probabilidad, la probabilidad  $P(A)$  del evento A es formulada como el grado de creencia de que A ocurrirá. (Faber, 2009)

$$P(A) = \text{grado de creencia que A ocurrirá}$$

Regresando al problema de lanzar una moneda, una interpretación bayesiana argumentaría que hay dos posibilidades, es decir, el resultado no tiene preferencias sobre cara o cruz y juzgaría que la probabilidad de lograr una cara es de 0,5. El grado

de creencia es una reflexión del estado mental de una persona en términos de la experiencia, intuición y preferencias. Por lo tanto, una interpretación bayesiana es subjetiva o más dependiente de la persona. De tal forma que, abre la posibilidad de que dos personas puedan asignar diferentes probabilidades a un evento dado, y por lo tanto, contradecir la interpretación de frecuencias de que las probabilidades son una característica de la naturaleza. La interpretación estadística bayesiana de probabilidad, incluye las interpretaciones clásicas y de frecuencias, en el sentido de que las probabilidades asignadas subjetivamente pueden ser basadas en la experiencia de previos experimentos (frecuencia), así como también de las consideraciones de la simetría (clásica).

Al grado de creencia de esta definición se le conoce como creencia a priori o probabilidad a priori porque es asignada antes de obtener mayor conocimiento del fenómeno estudiado. Ciertos temas como confiabilidad estructural o análisis de riesgo, están basados en esta interpretación de la probabilidad, aunque la libertad para asignar probabilidades no es tan amplia como para que sea subjetiva.

Una de las razones por las cuales se formuló el modelo desarrollado es porque en el caso de obras de infraestructura como puentes, presas, estructuras marinas o tuberías, si se tienen reportes de falla, esta información no llega a ser útil por la razón de que sus características en pocos casos se repiten o son únicas y sus condiciones de diseño y operación son por lo regular significativamente diferentes.

Es por eso, que un sistema en ingeniería usualmente puede ser modelado en términos físico matemáticos en conjunción con relaciones empíricas sobre las variables. Estas son aquellas cuyo valor específico no puede predecirse con certeza. Una variable aleatoria puede definirse por una distribución o ley de probabilidad que es una función matemática, tal que hay un valor numérico correspondiente de esta y cada posible valor, de manera que hay una probabilidad asociada con cada ocurrencia en el espacio muestral. Estos modelos cuentan con diferentes tipos de variables: continuas y discretas. En la siguiente sección se describen brevemente.

- *Variable Discreta*, son aquellas que sólo pueden asumir una cantidad contable o conocida de valores y que son definidos por la función de masa de probabilidad.

La *Función de Masa de Probabilidad (FMP)* está definida como la probabilidad de que la variable  $X$  tome un valor específico de  $x$ . (Ver Figura 2.6)

$$P_r = P_r(X = x) \quad 2.10$$

Como es una probabilidad, esta función debe cumplir  $0 \leq P_x \leq 1$

- *Variable Continua* es aquella que puede tomar cualquier valor entre dos límites definidos por razones físicas o teóricas. La función de este tipo de variables está definida por la función de densidad de probabilidad (FDP).

La *Función de Densidad de Probabilidad (PDF)* describe el comportamiento de una variable aleatoria continua. Es una función matemática no negativa cuya representación gráfica toma la curva continua sobre un rango de valores que la variable puede tomar. No representa una probabilidad, solamente representa ciertos valores que asume la probabilidad, sin embargo el área bajo la curva entre dos límites  $x_1$  y  $x_2$  da la probabilidad de que la variable aleatoria esté en el intervalo. (Ver Figura 2.6)

$$f_x(x)dx = P(x < X \leq x + dx) \quad 2.11$$

Por otro lado, la *Función de Distribución Acumulada* (CDF) describe la probabilidad de una variable aleatoria de cualquier tipo  $X$  sea menor que o igual a un valor específico  $x$ .

$$F_x(x) = P(X \leq x)$$

2.12

CDF es una función de incremento continuo que va de 0 hasta 1. Es decir  $F_x(-\infty)=0$  y  $F_x(\infty)=1$ . La diferencia entre las variables aleatorias discretas, es que ésta función es la suma de los valores de la función masa de probabilidad, y en el caso continuo es una integral (Figura 2.6).

La siguiente imagen corresponde a las gráficas sobre CDF, PMF y PDF respectivamente.

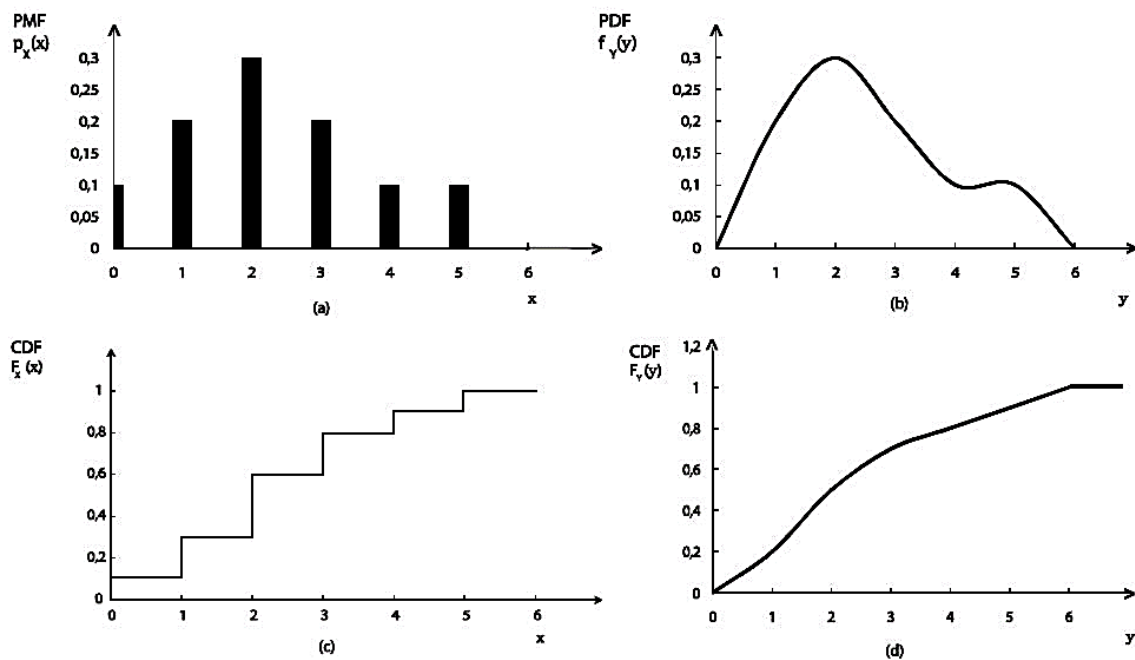


Figura 2.6. Ilustración de PMF, PDF y CDF

*Probabilidad condicional.*

Para dos eventos o variables  $A$  y  $B$  con  $P(B) > 0$ . La probabilidad de  $A$  dado  $B$  es

$$P(A|B) = P(A \cap B)/P(B) \quad 2.13$$

Esto para dos variables o eventos, pero la regla se generaliza para eventos con más variables.

$$P(A|B \cap C) = P(A \cap B \cap C)/P(B \cap C) \quad 2.14$$

Esto se lee, como la probabilidad de  $A$  dado que ocurrieron los eventos  $B$  y  $C$

*Teorema de la Probabilidad Total*

Sean los eventos  $E_1, E_2, E_3, \dots, E_n$  la partición del espacio  $\Omega$ , siendo cada uno de ellos mutuamente excluyente, es decir al suceder uno de ellos ninguno de los otros componentes ocurre, tal que la probabilidad de cada uno de ellos sea mayor a 0; y sea un evento  $A$  en el espacio  $\Omega$ , la probabilidad de  $A$  se expresa como:

$$P(A) = \sum_{j=1}^n (P(A|E_j)P(E_j)) \quad 2.15$$

Podemos definir al evento  $A$  como la falla de la pila del puente y los eventos  $E_j$  que son los responsables de ello por ejemplo: impacto del camión, efecto sísmico. Como se aprecia existe una probabilidad condicional en este teorema, la cual se estima de la siguiente manera:

$$P(A|E_j) = P(A \cap B)/P(E_j) \quad 2.16$$



Se dice que no está definida si en el denominador no tienen ningún valor del evento A, entonces probabilísticamente es independiente del evento  $E_j$  si

$$P(A|E_j) = P(A) \quad 2.17$$

### *Teorema de Bayes*

Siendo los eventos  $E_1, E_2, E_3, \dots, E_n, \dots$ , en la partición del espacio  $\Omega$  (Figura 2.5. Espacio muestral  $\Omega$  para los eventos  $E_1, E_2, \dots, E_n$  y A. tal que la  $P(E_j) > 0$  y sea A un evento cualquiera, la probabilidad de este evento es estimada de la siguiente manera

$$\begin{aligned} P(A) &= P(A \cap E_1) + P(A \cap E_2) + \dots + P(A \cap E_n)P(A) \\ &= P(A|E_1)P(E_1) + P(A|E_2)P(E_2) + \dots + P(A|E_n)P(E_n) \\ &= \sum_{j=1}^n P(A|E_j)P(E_j) \end{aligned} \quad 2.18$$

Que vuelve a ser el teorema de probabilidad total de la ecuación de probabilidad condicional

$$P(A|E_j)P(E_j) = P(E_j|A)P(A) \quad 2.19$$

$$P(A|E_j) = P(A|E_j)P(E_j)/P(A) \quad 2.20$$

Sustituyendo el teorema de la probabilidad total en el denominador se llega a:

$$P(A|E_j) = P(A|E_j)P(E_j) / \sum_{j=1}^n P(A|E_j)P(E_j) \quad 2.21$$

La ecuación anterior es denominada teorema de Bayes, donde el término  $P(E_j|A)$  es conocido como la propiedad posterior, el miembro  $P(A|E_i)$  se le conoce como la verosimilitud, el término  $P(E_j)$  es la probabilidad a priori del evento ( $E_i$ ).

La importancia de esta expresión es que en ambos lados de la ecuación se presenta la probabilidad del evento A. En la parte derecha está representada por la probabilidad marginal y en la parte izquierda como la probabilidad del evento  $E_i$  dado el evento A. Si el evento A es visto como información nueva o evidencia, este teorema describe cómo esta evidencia cambia la probabilidad del evento  $E_i$  de la probabilidad a priori a la posteriori.

Para mayor profundidad sobre los fundamentos de la probabilidad y teoremas anteriores, se recomienda consultar “Encyclopedia of Statistical Sciences” Samuel (2005), “Statistics and Probability Theory” Faber (2006) o en Martínez (2014), entre algunos otros.

### 2.2.2 Redes Bayesianas

Tanto en ingeniería como en diversas áreas de las matemáticas, se puede resolver un problema de manera gráfica, por ejemplo, realizando diagramas ya sean de cuerpo libre, de árbol, arboles de falla, o a través de análisis de probabilidad. En dichos esquemas, se trata de representar las variables que pudieran intervenir, para hacer de una forma más sencilla la visualización del problema.

En la actualidad, combinar modelos gráficos y probabilísticos, se traduce en una representación conceptual y cuantitativa, Hanea (2008) menciona su uso para tendencias probabilísticas en toma de decisiones, extracción de datos en modelos de gran escala y variables aleatorias.

Existen dos tipos de modelos gráficos probabilistas, los directos y los indirectos, explica Hanea (2008). Los modelos directos están basados en gráficos acíclicos, mientras que los indirectos, normalmente llamados redes Markov, son la combinación de enlaces directos e indirectos, explica Pearl (1988), teniendo en cada uno de ellos diferentes estados y condiciones de independencia entre variables.

Un gráfico directo son las Redes Bayesianas (RB), entre las razones para su elección, ésta la intención de diseñar un modelo que representa un problema explicado por la dependencia probabilística entre las variables del modelo. Además de la capacidad para mostrar las relaciones entre variables de una manera intuitiva y representar relaciones causa-efecto a través de la direccionalidad de los arcos, de ahí que también se les llegue a nombrar redes causales.

Las Redes Bayesianas están definidas por Nodos que representan las distribuciones de probabilidad de las variables aleatorias, discretas o continuas, y Arcos (flechas) que representan la relación entre ellas mediante distribuciones de probabilidad conjunta, estos asumen valores numéricos, que representan la intensidad de su independencia. Cuando un nodo es predecesor se le conoce como *Padre*, y al nodo siguiente en la línea de fluencia se le conoce como *Hijo*. En este modelo es normal que un *Padre* puede tener varios Hijos y así presentando varias generaciones antecesoras y predecesoras.

Las redes, gráficamente tienen tres opciones de configuración básica, la conexión en serie, divergente y convergente. La primera muestra la influencia directa de una variable sobre otra. Si se conoce el estado de la variable intermedia, algún cambio en la primera variable no tendrá ya influencia en la última variable. La segunda es la divergente, cuando de una variable se desprenden dos variables más. Y por último la convergente, cuando dos variables concurren en una tercera. Esta configuración da pauta para establecer las condiciones de independencia entre las variables y comprender el flujo de la información a través del modelo. En la figura siguiente se muestran los tipos de configuración.

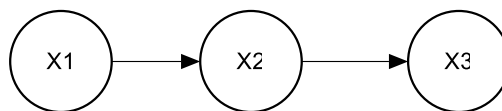


Figura 2.7. Conexión en Serie

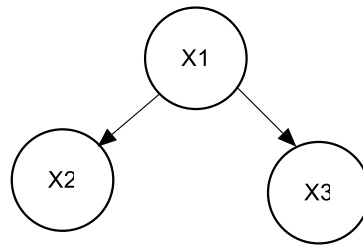


Figura 2.8. Conexión Divergente

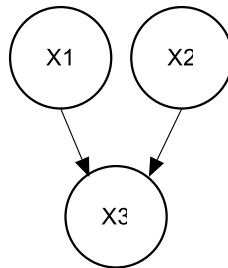


Figura 2.9. Conexión Convergente

A continuación, se presenta un ejemplo gráfico sobre una Red Bayesiana, donde el flujo en ningún nodo regresa al origen, un gráfico a-cíclico y dirigido.

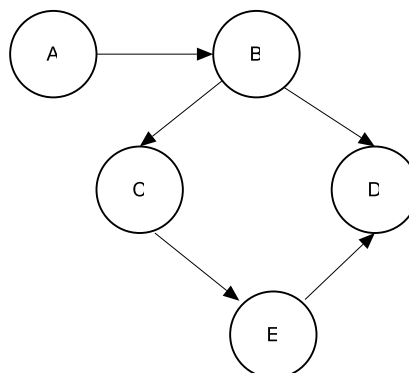


Figura 2.10. Grafo a-cíclico

Como ejemplo, se presenta en la Figura 2.11 una Red Bayesiana Discreta (a) y Continua (b) respectivamente, ambas con tres nodos cada una. Las Redes mantienen una relación siendo “A” Padre tanto de “B” como de “C”.

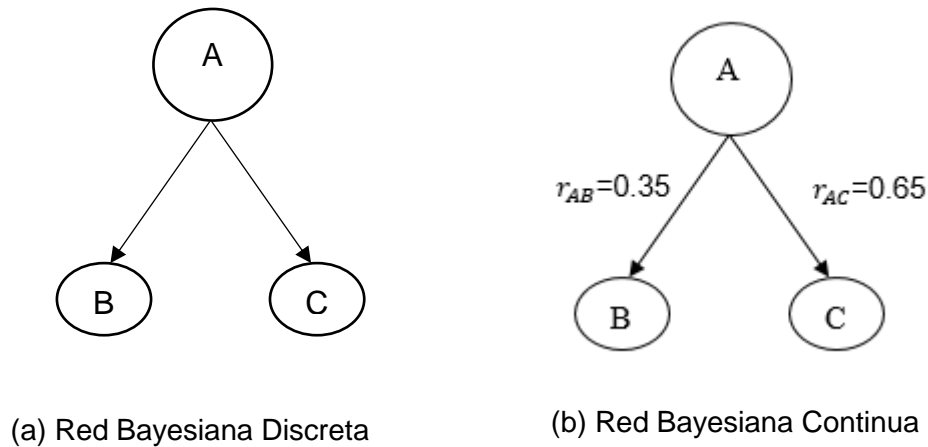


Figura 2.11. Redes Bayesianas de tres variables, un Padre y dos Hijos.

Para el caso (b) la Red Continua de la figura anterior, las correlaciones son positivas, esto indica que entre más crece “A” crecen “B” y “C”. A su vez, las continuas pueden ser paramétricas cuando las distribuciones se pueden representar con funciones conocidas, como Normal, Weibull (continua paramétrica c y k) o Gumbel (teoría de valores extremos) y las no paramétricas emplean los datos en su forma natural, de estas se hablará más adelante.

El enfoque probabilístico para las RBD usa la Función de Densidad de Probabilidad Conjunta (FDPC), la cual se emplea para conocer la probabilidad de una variable a partir de un conjunto de variables incluidas en el gráfico, aprovechando los principios de independencia estadística, dónde ésta considera la información de independencia condicional que puede estar presente en la función. Dos variables se dice que son independientes si su probabilidad condicional es igual a su marginal, entonces la probabilidad de masa de una red es: (BayesianLab, s.f.).

$$P(x) = (x_i, \dots, x_n) = \prod_{i=1}^n P(x_i | pa_i)$$

2.22

Dónde se expresa que la variable  $x_i$  hasta  $x_n$  esta dada por el conjunto de variables que intervienen en sus Padres ( $pa_i$ =Padres) y así sucesivamente con los ancestros..  
JRNBEENG-S

La función comienza con la identificación de un conjunto de variables aleatorias, que pueden ser de tipo cuantitativa (descrita pos probabilidades), discreta, continua o ambas, el siguiente es especificar la relación entre las variables, donde el objeto de la función es la representación gráfica. (Kotz, et al., 2005) WILEY

En cuanto a las Redes Discretas los arcos no representan correlaciones de rango, más bien, representan la dependencia y se modelan probabilísticamente a través de tablas de probabilidad condicional entre nodos. Estas utilizan para cada nodo sin Padres, las tablas de probabilidad marginal y para los Padres se les asigna probabilidad condicional.

En general, las Redes Bayesianas discretas (RBD) explican las probabilidades condicionales, donde  $k$  seria el producto del número de estados de un nodo  $i$  por el número de variables de estados de cada uno de los Padres y los estados que adopta. Por ejemplo “si un nodo Padre puede adquirir dos estados (EP1 y EP2), y el Hijo tres (EH1, EH2 y EH3), se tendrán que definir en total seis probabilidades condicionales ( $2 \times 3$ ), es decir:  $P(EP1/EH1)$ ,  $P(EP1/EH2)$ ,  $P(EP1/EH3)$ ,  $P(EP2/EH1)$ ,  $P(EP2/EH2)$  y  $P(EP2/EH3)$ ” (Pearl, 1988).

No obstante, si los modelos contienen gran cantidad de variables que convergen a un Hijo, su uso se dificulta (RBD), pero las Redes Bayesianas Continuas No Paramétricas ofrecen una solución.

### **2.2.2.1 Redes Bayesianas No-Paramétricas**

Se han desarrollado las Redes Bayesianas Continuas No-Paramétricas (RBNP) (Kurowicka & Cooke, 2004), para poder incorporar distribuciones multidimensionales de probabilidad con variables continuas (pueden tomar el valor fijo dentro de un rango) o discretas o ambas.

Estas RBNP son grafos dirigidos y a-cíclicos, a los cuales se les asigna una distribución continua de probabilidad o discreta si es necesario. Los arcos ahora reciben correlaciones de rango o correlaciones condicionales de rango, estimadas a un procedimiento recursivo descrito en Hanea *et al.* (2006).

Con lo anterior, podemos observar que una RB presenta enfoques prácticos para los problemas de ingeniería, desarrollo de modelos gráficos fáciles de entender, evaluar la probabilidad de ocurrencia de un evento en particular, actualizar el modelo según la información recopilada y dirigida hacia un escenario preciso. Por lo que se cree conveniente la utilización de un modelo de RBNP para la investigación de este estudio. Se puede consultar a fondo los fundamentos de las RB's en Nielsen y Jensen (2009)

### **2.2.2.2 Correlaciones**

Anteriormente se mencionó que las variables se relacionan mediante arcos. Estos tienen una dependencia de correlación de rango, esto es la influencia de una variable sobre otra, indicando que la magnitud de la dependencia entre Padre e Hijo, oscila entre -1 a 1 (Hanea, 2006). Estas correlaciones establecen el orden de los nodos y la correlación de rango. Cuando la correlación es positiva indica que, si el Padre crece, también lo hará el Hijo, por el contrario, si la correlación es negativa mientras uno crece el otro disminuye, a esto se le llama comportamiento creciente o decreciente.

Hanea (2006) describe el proceso para la asignación de correlaciones, presenta una breve descripción del procedimiento. La asignación para una Red Continua se da en dos pasos: (i) se establece un orden en los nodos, es decir, la cronología y (ii) se denota la correlación de rango y correlaciones condicionales.

La notación para esto, es primero  $r_{1,2}$ , es decir, 1 es el nodo destino, 2 nodo origen. Si cuenta con dos o más Padres se define con  $r_{1,2/3}$ , 1 es el nodo de destino, 2 nodo origen/correlación antecesora.

Las correlaciones de rango son, en conjunción con las distribuciones de probabilidad continuas, el segundo elemento a considerar en las RBCNP. Es decir, se trata de la correlación que existe entre dos variables dado un evento aleatorio que tiene implicaciones sobre la variable de interés, excepto porque se calcula con la probabilidad condicional.

Para la correlación de rango entre variables, existen tres clasificaciones (Morales, *et al.*, 2008a), son:

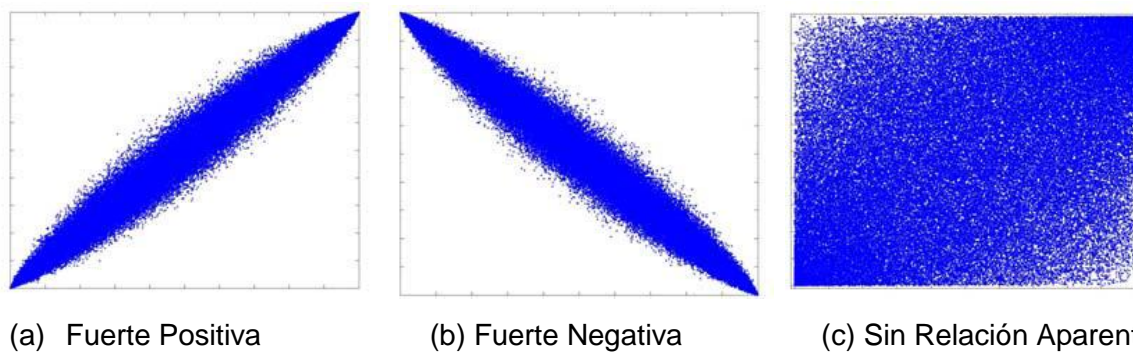


Figura 2.12. Tipos de correlaciones entre variables (Morales et al, 2008).

- Fuerte positiva, donde los valores (correlación) de ambas variables son altos y los valores serán cercanos a 1.



- Fuerte negativa, opuesto al anterior inciso, los valores son cercanos a -1.
- Sin relación aparente, no existe una relación clara entre las variables cuando son independientes, esto tiende a 0 por izquierda o derecha.

El coeficiente de rango que emplea el software UNIGRAPH de UNINET se puede calcular a partir de las siguientes ecuaciones reportadas por Morales-Nápoles, *et al.* (2014), primero para las variables de interés y luego para la correlación de rango entre variables.

$$\rho_{x,y} = \rho(x,y) = \frac{E_{(XY)} - E_{(X)}E_{(Y)}}{\sqrt{\text{var}(x)\text{var}(y)}} \quad 2.23$$

$$\rho_{x,y|z} = \frac{\rho_{x,y} - \rho_{x,z}\rho_{y,z}}{\sqrt{(1-\rho_{x,z}^2)(1-\rho_{y,z}^2)}} \quad 2.24$$

Para la primera ecuación los valores esperados son  $E(X)$  y  $E(Y)$ , y con varianzas  $\text{var}(X)$  y  $\text{var}(Y)$ . En la sección de Redes Bayesianas se presenta la matriz de correlaciones para la presente investigación.

El siguiente apartado, describe la Simulación de Monte Carlo como una herramienta para generar los datos que requiere una red bayesiana como insumo para la construcción de los modelos matemáticos de interés, para la construcción de redes y esta red en específico.

### 2.2.2.3 Simulación de Monte Carlo

Una simulación es la recreación de una realidad mediante un modelo a escala, con el objetivo de analizar los resultados, alterando la magnitud o introduciendo nuevas variables. Ésta es una herramienta para la elaboración de una RB, ya que permite

resolver problemas físicos y matemáticos mediante la simulación de variables aleatorias a través del método de Monte Carlo. En este sentido la simulación de Monte Carlo es una técnica que combina conceptos estadísticos (muestreo aleatorio) con la capacidad que tienen los ordenadores para generar números aleatorios y automatizar cálculos.

En otras palabras, es un método, que utiliza una secuencia de números aleatorios para realizar la simulación numéricamente con la misma tendencia a un sistema real mediante un modelo matemático (Elishakoff, 1999). El único requisito es que el sistema físico o matemático sea descrito por funciones de densidad de probabilidad.

Una vez que es conocida la función de densidad de probabilidad, la simulación Monte Carlo puede efectuarse mediante un muestreo aleatorio a partir de la función de densidad de probabilidad. Luego se efectúan varias simulaciones. En muchas aplicaciones prácticas se puede predecir la varianza en este resultado promedio; por tanto, es necesario estimar el número de intentos Monte Carlo, necesarios para proporcionar un error dado.

El método de Monte Carlo establece la distribución de probabilidad de variables aleatorias a través de la simulación de flujos computacionales, es decir, genera artificialmente muestras aleatorias y una vez obtenida la función de probabilidad, ésta se evalúa para cada valor de la muestra. Éste método es aplicable a cualquier tipo de problema, y será éste por el cual se obtenga la información de la distribución de probabilidad de las variables para el modelo de las RB.

La simulación de Monte Carlo es de gran ayuda cuando es necesario evaluar una función numéricamente ( $y = g(r)$ ), también, cuando es complicado ir de los valores de probabilidad (media, desviación estándar, etc.) hacia una variable aleatoria, a esto último se le llama función inversa.

Para realizar una simulación típica, Martínez (2014) señala los principales componentes que intervienen en el proceso

- i. Funciones de distribución de probabilidad. Obtener números aleatorios uniformes.
- ii. Generador de números aleatorios. Números aleatorios de variables independientes e idénticamente distribuidas en intervalo unitario.
- iii. Regla del muestreo. Iniciando con una distribución uniforme con un valor inicial, llamado semilla.
- iv. Registro. Los resultados deben de ser acumulados y registrados para las cantidades de interés. Obtener un análisis estadístico (media y desviación estándar)
- v. Regresar una función de probabilidad.
- vi. Estimación del error. Debe determinarse el error estadístico (varianza), como una función de los números de pruebas o intentos.

Esta técnica es útil cuando se requiere que una función  $y = g(x)$  sea evaluada numéricamente y para cuando es difícil obtener una función inversa, es decir, ir de los valores de probabilidad a los valores de la variable aleatoria.

La utilización de ésta técnica es dado que las variables que afectan al puente, pueden arrojar la distribución de probabilidad de las mismas variables que fueron simuladas.

La estimación de falla o probabilidad de falla para la Simulación de Monte Carlo está en función de la cantidad de las simulaciones realizadas, a continuación, se muestra la ecuación:

$$Pf = n_s/N$$

2.25

Donde  $n_s$  es el número de simulaciones que no cumplen con el valor positivo o esperado después de  $N$  simulaciones. Entre más cercano sea  $N$  al  $\infty$ , mayor precisión

tendrá el ejercicio. Para obtener una probabilidad de falla cercana a  $10^{-6}$  se deberán realizar  $10^8$ .

Por otro lado, Díaz-Emparanza(1995), ha elaborado una gráfica para establecer el número de repeticiones en un modelo de simulación, para conocer el nivel de confianza del modelo a través de la teoría de distribución binomial desarrollada en su investigación. En la Figura 2.13 que se presenta a continuación, muestra los niveles de confianza para 90 %, 95 % y 99 %.

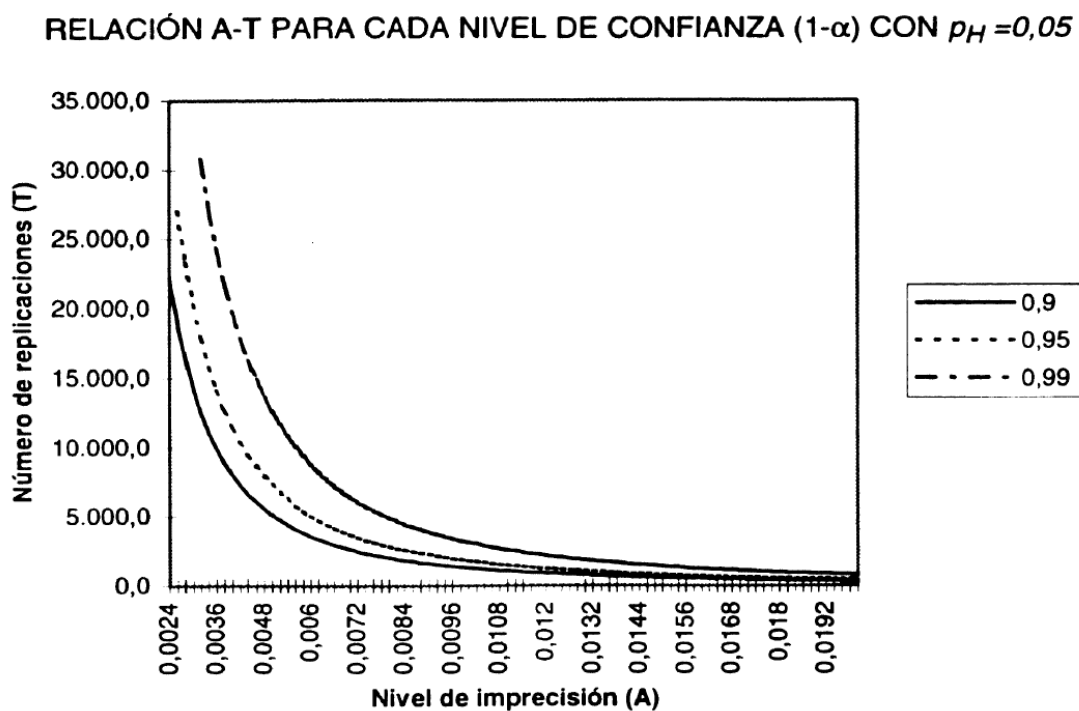


Figura 2.13. Relación A-T para cada nivel de confianza  $\{1-\alpha\}$  con  $p_H=0,05$  (Díaz-Emparanza, 1995).

### 2.3 Seguridad estructural (factor de seguridad)

“Las estructuras deben mantenerse dentro de niveles de desempeño adecuados para garantizar su funcionalidad y evitar los costos humanos, económicos y sociales asociados a un mal comportamiento a lo largo de toda su vida útil.” (López , et al., 2011)

En la filosofía de diseño por esfuerzos admisibles de AASHTO (2012) se espera que la estructura sea confiable, se asignan las correspondientes cargas máximas de servicio, se calculan los esfuerzos de solicitaciones de los elementos y se comparan con un porcentaje de la resistencia del material, para así evaluar si se encuentra en el rango elástico o no, es decir, que la resistencia debe ser mayor a las solicitaciones, al cociente de este resultado se le conoce como Factor de Seguridad y debe ser mayor a la unidad para considerarse seguro, en la práctica cotidiana el factor usual es de 1.67 . (Ramírez de Alba, 2010)

En este trabajo el factor de seguridad se calcula al dividir el esfuerzo resistente entre un esfuerzo actuante, y debe ser mayor a la unidad para considerar segura la estructura.

$$\frac{Q_{Resistente}}{Q_{Actuante}} > 1 \quad 2.26$$

Por otro lado, se tienen teorías de confiabilidad estructural, las cuales están orientadas a identificar estas incertidumbres, para así poder tomar decisiones racionales sobre el diseño o evaluación.

Un problema básico de confiabilidad estructural se puede ejemplificar al considerar a una población de estructuras sometido a un sistema de fuerzas (Díaz de León, 2001), donde la magnitud de las solicitaciones “S” debidas a las fuerzas, representada con “Y” mientras las resistencias “R” representadas con “X”. Ahora bien, la ecuación del estado limite, se expresa de la siguiente manera.

$$Z = X - Y \quad 2.27$$

Mientras tanto, la ecuación de probabilidad de falla (Díaz de León, 2001) que se encuentra en la literatura es la siguiente.

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_s(x) F_R(x) dx$$

2.28

Dónde:

$P_f$  = Representa la probabilidad de falla del sistema,

$f_s(.)$  = La función de densidad de probabilidad asociada a la solicitud,

$F_R(.)$  = La distribución acumulada de probabilidad asociada a la resistencia

Esta ecuación se puede expresar gráficamente con la siguiente figura, donde se observa que el área del traslape muestra la interacción la función de solicitud como de resistencia, dicha área representa una media de probabilidad de falla.

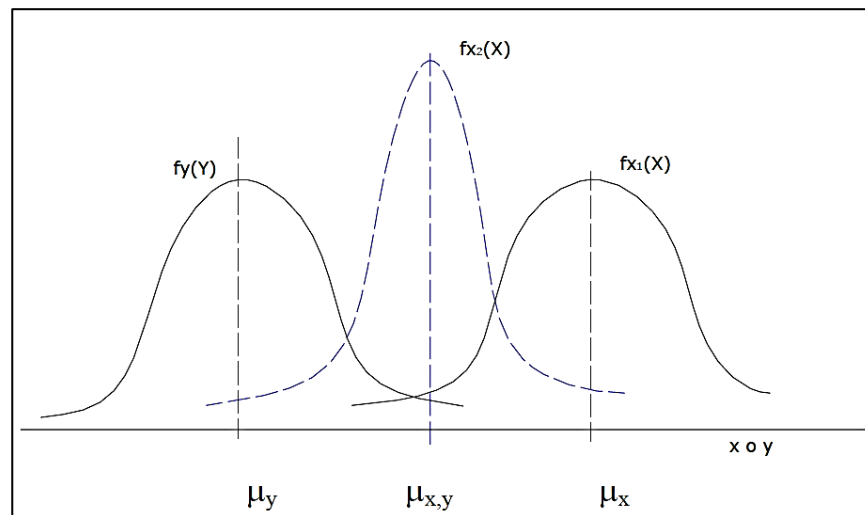


Figura 2.14. Probabilidad de falla vista como la convolución de las densidades de Probabilidad de X (capacidad) y Y (demanda) [Fuente: Marengo (1993)]

Matemáticamente se puede profundizar aún más, a través de la demostración de Bernard (2001) sobre la Probabilidad de falla.

Además, la confiabilidad se puede expresar cuantitativamente mediante la unión de las funciones de densidad de probabilidad, como se muestra en la siguiente ecuación.

$$P_s = \int_0^{\infty} \left[ \int_0^x f_{x,y}(x,y) dy \right] dx \quad 2.29$$

Donde:

$P_s$  = Confiabilidad, se traduce en que la probabilidad de la estructura no falle

$f_y$  = La función de densidad de probabilidad asociada a la sollicitación,

$f_x$  = La distribución acumulada de probabilidad asociada a la resistencia

La representación gráfica, se muestra a continuación.

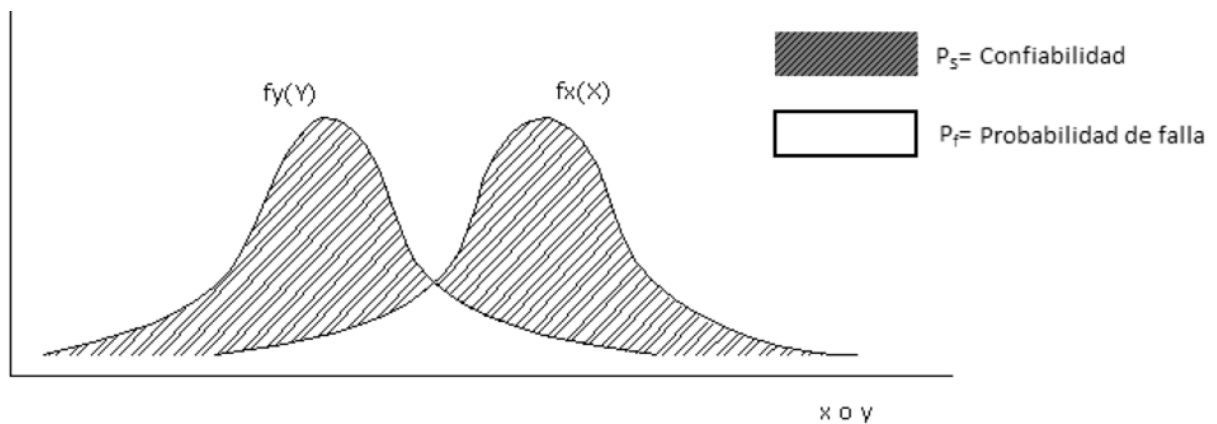


Figura 2.15. Confiabilidad vista como el complemento de la probabilidad de falla.  
[Fuente: Marengo (1993)]

Así que la relación entre la probabilidad y la confiabilidad está dada por la siguiente ecuación (Madsen, et al., 1986).

$$P_f = 1 - P_s \quad 2.30$$

Donde:

$P_f$  = Probabilidad de falla

$P_s$  = Confiabilidad

Aunado a esto, existen métodos para medir la confiabilidad en estructuras, los cuales se subdividen en cuatro grupos, de acuerdo con Madsen, *et al.* (1986).

- Nivel I: Modelado por una sola característica, usa parámetros que son inciertos, por ejemplo, códigos de diseño basados en el concepto de factor de seguridad.
- Nivel II: Se usa para modelos con parámetros inciertos, usando el promedio y la desviación estándar de los parámetros, además de la correlación entre las variables aleatorias, en este nivel se presenta el Índice de confiabilidad  $\beta$ .
- Nivel III: Las cantidades inciertas son modeladas bajo sus funciones de distribución. La probabilidad de falla se estima como el complemento de la confiabilidad
- Nivel IV: En este nivel, los costos de falla son tomados en cuenta y el riesgo es usado para la confiabilidad. De esta forma, los diseños son comparados contra el económico, tomando en cuenta la incertidumbre, costos y beneficios.

Se emplea el Nivel I dado que la investigación se centra en la evaluación del Factor de Seguridad.



## **CAPÍTULO 3. APLICACIÓN DEL MARCO TEÓRICO A UN CASO DE ESTUDIO**

### **3.1 CASO DE ESTUDIO**

En esta sección se discute el diseño de una Red Bayesiana para la evaluación del factor de seguridad. Primero se describe el modelo del puente en estudio, las variables principales, tanto sus respectivos pasos de elaboración y descripción. Posteriormente, describe la construcción del modelo probabilístico a través de la distribución de probabilidad de las variables, y por último se evalúa el factor de seguridad.

#### **3.1.1 Puente vehicular “Toluca-Palmillas”**

El puente “Toluca-Palmillas” está ubicado al norte de la ciudad de Toluca, sobre la carretera del mismo nombre. La carretera es del tipo “A4S” (Urbana) dentro de la clasificación del Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras y con base en el registro del Transito Diario Promedio Anual de 22782 vehículos por día, según los datos ofrecidos en la pagina de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes<sup>3</sup>.

---

<sup>3</sup> [http://www.sct.gob.mx/fileadmin/DireccionesGrales/DGST/Datos-Viales-2017/15\\_MEXICO.pdf](http://www.sct.gob.mx/fileadmin/DireccionesGrales/DGST/Datos-Viales-2017/15_MEXICO.pdf)

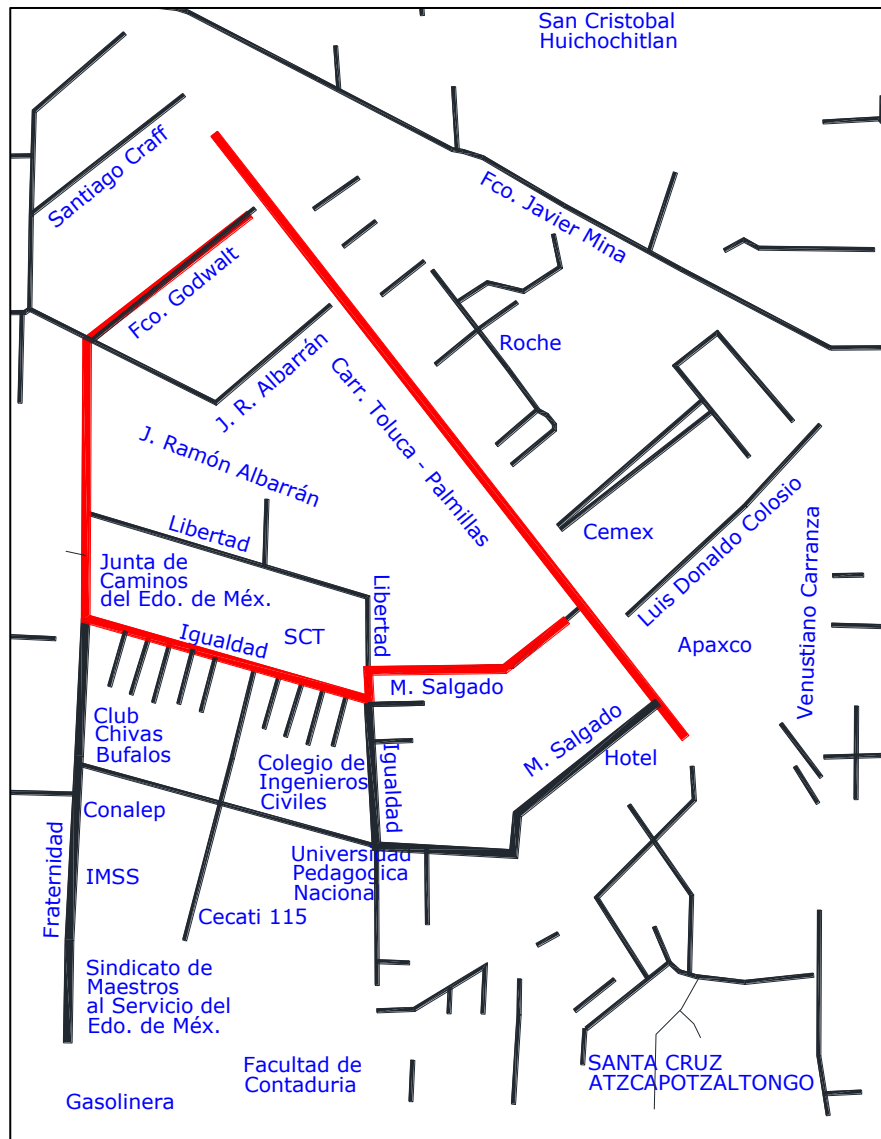


Figura 3.1. Localización del puente vehicular.

Las especificaciones el proyecto se muestran a continuación, además de una tabla resumen sobre las características geométricas de los elementos estructurales pila, caballete y viga.

Tabla 3.1. Especificaciones de proyecto (Elaboración propia).

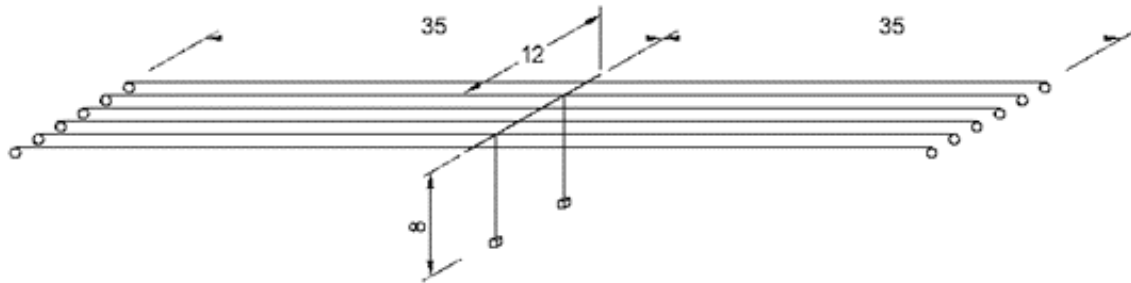
Conceptos	Tramo
Tipo de terreno	Plano
Velocidad de Proyecto	80 km/hr
Ancho de Corona	12.5 m. (2 cuerpos)
Ancho de Calzada	10.50 m. (2 cuerpos)
Pendiente gobernadora	- %
Pendiente máxima	5.00 %

Tabla 3.2 Características del caballete central del puente vehicular (Elaboración propia).

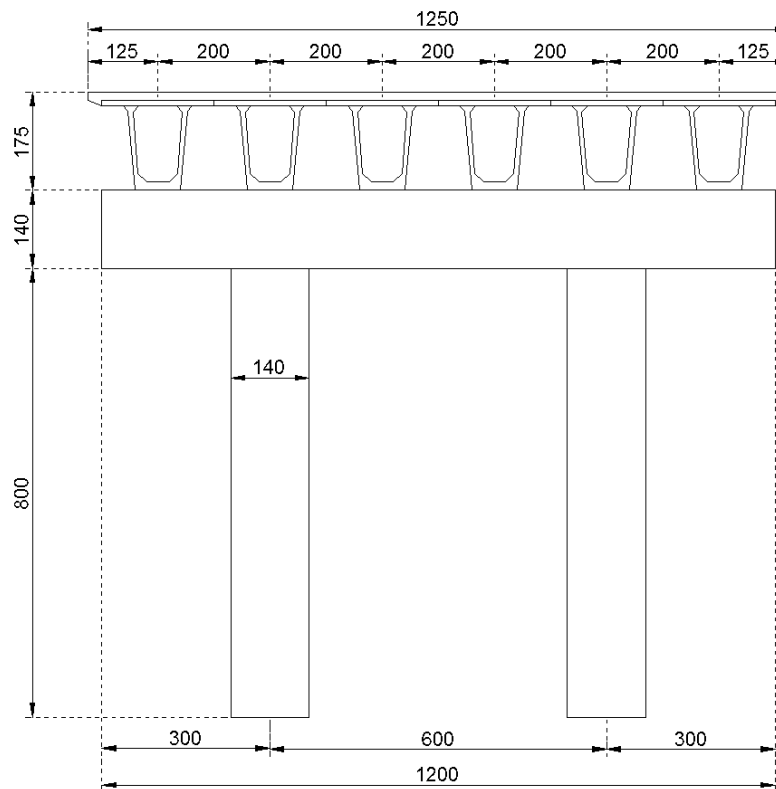
Elemento	Sección	Longitud (cm)	Dimensiones (cm)	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	Refuerzo Longitudinal (kg/cm <sup>2</sup> )	Refuerzo Transversal (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
Pila	Circular	800	140	300	37 #8	Helicoidal #4 (½") @ 10	4200
Caballete	Rectangular	1200	140x140	300	8 #9	#4 (½") @ 15	4200
Viga	Cajón	35000	200x160x81	400	40 Torones de ½" 570 Ton	-	-

El puente consta de dos claros de 35.00 m; cada uno con 6 vigas tipo cajón simplemente apoyadas ubicadas a cada 2.00 m. de centro a centro. Las vigas están apoyadas sobre un "caballete" formado por un cabezal de sección cuadrada de 1.40m. x 1.40m. con claro de 12.00 m. de longitud y 2 pilas circulares de 1.40 m. de diámetro

por 8.00 m. de alto, ubicadas a 3.00 m. desde el paño exterior de los cabezales al centro de la columna.



a) Vista en Perspectiva/Isométrico



b) Alzado del puente.

Figura 3.2. Geometría general del puente. (Unidades: cm).

Las vigas son de sección tipo cajón, hechas de concreto reforzado con un  $f'_c = 400.00 \text{ kg/cm}^2$  y con torones de pres-fuerzo para transmitir una fuerza aproximadamente de 570 ton. Sobre las vigas se encuentra la superficie de rodamiento, ésta es una losa de asfalto de 15.00 cm de espesor. A continuación, se presenta el esquema de la viga.

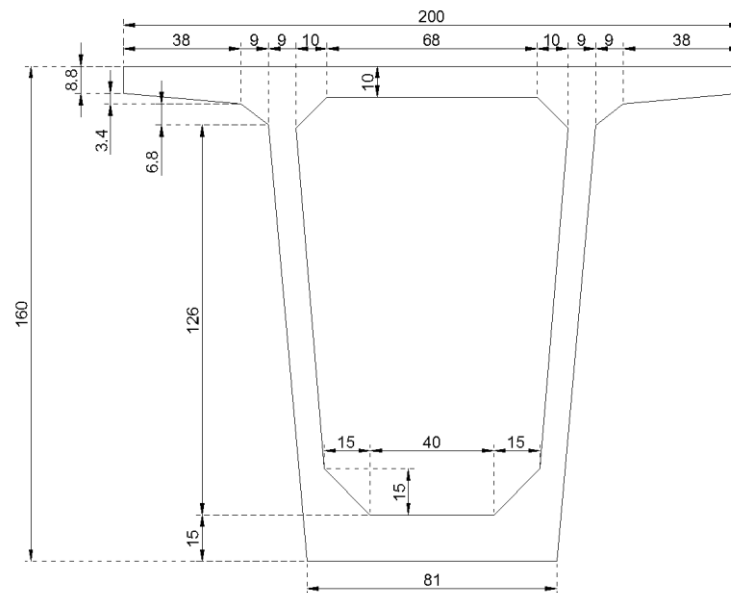


Figura 3.3. Detalle sección de vigas. (Unidades: cm).

Las pilas tienen un refuerzo longitudinal de 37 varillas del No. 8, además el refuerzo transversal es helicoidal, con un paso a cada 10.00 cm. con una varilla del No.4 para los estribos. Tanto las pilas como el cabezal están hechas de concreto reforzado con  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ .

Una vez definidas las secciones y sus propiedades en el apartado de “Frame Properties”, se consideran las pilas con articulaciones plásticas en los extremos, con 5 % de la altura de la pila señalan Paulay y Priesley M (1992). Luego, en la sección “Frame Properties” se accede a la ventana “Section Designer” para obtener el diagrama de momento curvatura para definir los “hinges”.

El diagrama momento curvatura se calcula con ayuda del programa SAP2000®, en el cual se puede apreciar la zona de agrietamiento (A), fluencia ( $F_u$ ) y momento último ( $M_u$ ) en la figura 3.4. El comportamiento de las secciones de concreto reforzado sometidos a acciones de diseño puede comprenderse de manera más clara mediante el uso de gráficas que relacionen el momento flexionante resistente en una sección con la curvatura, correspondiente. La curvatura es el ángulo que forman con la vertical, la línea que describe el perfil de deformaciones unitarias en la sección.

El diagrama momento-curvatura es de gran importancia en el diseño de estructuras ante cargas estáticas y dinámicas, ya que de forma rápida se visualiza que tan dúctil y resistente es un miembro. Además, el área bajo la curva representa la energía interna, la parte bajo la región elástica es la energía de deformación acumulada en el miembro, mientras que el área bajo la región de postfluencia corresponde a la energía disipada en las deformaciones plásticas del mismo, Hernández, (2009).

El análisis no lineal para la estructura, pretende conocer el comportamiento del puente con mayor profundidad que aquella ofrecida por el método lineal, dados los alcances computacionales que existen en la actualidad. Es decir, ofrece más detalle sobre el comportamiento de la estructura al considerar que el material va a tener deformaciones permanentes, se entra en ciclos de carga.

Tabla 3.3. Momento Curvatura (Datos extraídos de SAP2000)

Concreto a tensión (Ton/m2)	Eje (m)	Acero a tensión (Ton/m2)	Torón a tensión (Ton/m2)	Concreto a compresión (Ton/m2)	Acero a compresión (Ton/m2)	Acero a tensión (Ton/m2)	Presforzado (Ton/m2)	Fuerza neta (Ton/m2)	Curvatura (rad/m)	Momento (Ton/m2)
0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
-5.1E-04	3.4E-01	1.3E-03	0.0E+00	-1.8E+02	-3.1E+01	2.1E+02	0.0E+00	-6.8E-02	1.4E-03	2.0E+02
-1.2E-03	3.7E-01	3.4E-03	0.0E+00	-3.6E+02	-6.5E+01	4.3E+02	0.0E+00	-1.3E-01	3.5E-03	3.9E+02
-1.8E-03	4.1E-01	6.5E-03	0.0E+00	-4.2E+02	-8.6E+01	5.0E+02	0.0E+00	-3.2E-02	6.3E-03	4.3E+02
-2.5E-03	4.4E-01	1.0E-02	0.0E+00	-4.4E+02	-1.0E+02	5.4E+02	0.0E+00	-3.0E-01	9.8E-03	4.4E+02
-3.4E-03	4.6E-01	1.5E-02	0.0E+00	-4.6E+02	-1.3E+02	5.8E+02	0.0E+00	-2.2E-01	1.4E-02	4.7E+02
-4.4E-03	4.7E-01	2.0E-02	0.0E+00	-4.8E+02	-1.4E+02	6.2E+02	0.0E+00	-8.4E-03	1.9E-02	4.9E+02
-6.0E-03	4.6E-01	2.6E-02	0.0E+00	-4.9E+02	-1.6E+02	6.4E+02	0.0E+00	-6.2E-02	2.5E-02	5.0E+02
-7.8E-03	4.5E-01	3.3E-02	0.0E+00	-4.9E+02	-1.7E+02	6.6E+02	0.0E+00	-1.9E-01	3.1E-02	5.1E+02
-9.8E-03	4.4E-01	4.0E-02	0.0E+00	-5.1E+02	-1.8E+02	6.9E+02	0.0E+00	-1.4E-01	3.8E-02	5.3E+02
-1.2E-02	4.4E-01	4.8E-02	0.0E+00	-5.2E+02	-1.8E+02	7.0E+02	0.0E+00	-1.4E-02	4.6E-02	5.4E+02
-1.5E-02	4.3E-01	5.6E-02	0.0E+00	-5.3E+02	-1.9E+02	7.2E+02	0.0E+00	-1.1E-02	5.4E-02	5.4E+02
-1.8E-02	4.1E-01	6.5E-02	0.0E+00	-5.2E+02	-2.0E+02	7.3E+02	0.0E+00	6.0E-02	6.3E-02	5.5E+02
-2.2E-02	4.0E-01	7.4E-02	0.0E+00	-5.1E+02	-2.2E+02	7.3E+02	0.0E+00	1.2E-01	7.3E-02	5.5E+02
-2.6E-02	3.9E-01	8.4E-02	0.0E+00	-5.1E+02	-2.3E+02	7.4E+02	0.0E+00	-3.4E-01	8.3E-02	5.5E+02
-2.4E-02	4.4E-01	1.0E-01	0.0E+00	-3.9E+02	-1.9E+02	5.8E+02	0.0E+00	2.4E-01	9.5E-02	3.5E+02
-2.4E-02	4.7E-01	1.2E-01	0.0E+00	-3.1E+02	-1.8E+02	4.8E+02	0.0E+00	-3.4E-01	1.1E-01	2.5E+02
-2.6E-02	4.9E-01	1.3E-01	0.0E+00	-2.7E+02	-1.7E+02	4.4E+02	0.0E+00	2.7E-02	1.2E-01	2.0E+02
-2.7E-02	5.0E-01	1.5E-01	0.0E+00	-2.4E+02	-1.5E+02	3.9E+02	0.0E+00	-1.2E-01	1.3E-01	1.6E+02
-2.9E-02	5.0E-01	1.6E-01	0.0E+00	-2.2E+02	-1.6E+02	3.7E+02	0.0E+00	4.2E-02	1.5E-01	1.4E+02

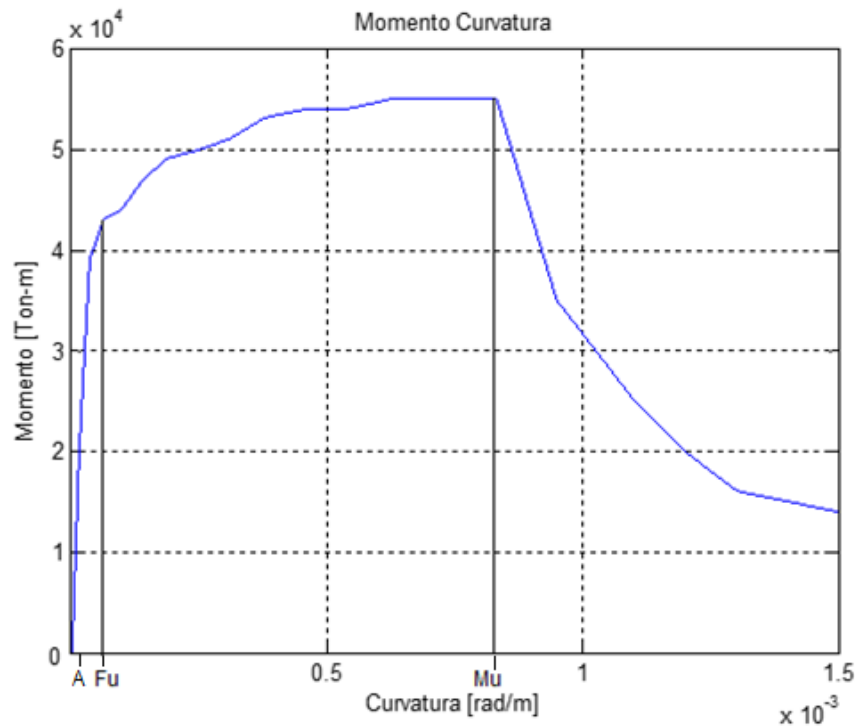


Figura 3.4. Momento de curvatura.

Para definir los casos de carga para los sismos, se realizó un “Non-linear Time-History Analysis” a través de integración directa. Para el análisis se definió el estado de carga “Sismo-NL”, el cual contiene los registros de aceleración en las direcciones ortogonales para cada sismo considerado, estos se precisan en la sección 3.1.3 de la presente investigación.

La siguiente figura muestra la ventana “Load Case Data” en la cual se carga la información en las tres direcciones del acelerograma, se determina el número de pasos útiles para su elaboración en la casilla “Number of Output Time Steps” y el intervalo de tiempo que registro el acelerograma en la casilla “Output Time Size”

**Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History**

Load Case Name: SISMO-NL [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Time History [Design...]

Initial Conditions:
 

- ☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☒ Continue from State at End of Nonlinear Case GRAV [v]

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: Use Modes from Case MODAL [v]

Analysis Type:
 

- ☐ Linear
- ☒ Nonlinear

 Time History Type:
 

- ☐ Modal
- ☒ Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters:
 

- ☒ None
- ☐ P-Delta
- ☐ P-Delta plus Large Displacements

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	CLYDX	1962
Accel	U2	CLYDY	1962
Accel	U3	CLYDZ	1962

[Add] [Modify] [Delete]

☐ Show Advanced Load Parameters

Time Step Data:
 

- Number of Output Time Steps: 2400
- Output Time Step Size: 5.000E-03

Time History Motion Type:
 

- ☒ Transient
- ☐ Periodic

Other Parameters:
 

- Damping: Proportional Damping [Modify/Show...]
- Time Integration: Newmark [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: User Defined [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 3.5. Ventana de datos de las cargas actuantes. Integración directa no lineal, programa SAP2000.



Dado que este estudio se enfoca en los resultados estadísticos y no en el diseño, se simplificó el diseño de los apoyos, considerando los resortes generados automáticamente por el módulo “Bridge Wizard”. Sin embargo se consideran adecuados por la condición de frontera del puente real. De la misma manera, los neoprenos de apoyo en las vigas son modelados por defecto en el módulo mencionado y estos se encuentran en el cabezal.

Ya que esta investigación no se centra en el análisis de la influencia de los apoyos de neopreno al amortiguamiento, no se diseñaron con las propiedades reales, únicamente se consideraron como resortes que proporcionan función de apoyo simple y fueron elaborados automáticamente por SAP2000™, es decir se hizo una idealización de los amortiguadores de neopreno.

La figura 3.6 muestra los casos de carga considerados para el análisis de carga gravitacional. SAP2000 considera por default un peso volumétrico para el concreto de  $2400 \text{ kg/m}^3$  y para el asfalto el peso volumétrico es de  $1500 \text{ kg/m}^3$  y además para el parapeto se usó un peso de  $20 \text{ kg/mL}$ . Analíticamente el parapeto se consideró como una viga sin peso de sección  $1.00 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}$ .

Las trabes tipo cajón se modelaron en la sección “Frame Section” usando la opción de vigas de concreto, se eligió la sección “Precast Concrete U Girder”, en la cual se introducen las dimensiones de la viga (Figura 3.7).

**Load Case Data - Nonlinear Static**

Load Case Name: GRAV Set Def Name Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern <span></span>	ASFALTO <span></span>	1.
Load Pattern	PARAPETO	1.
Load Pattern	PESOPROPIO	1.
Load Pattern	PRESFUERZO	1.

Add Modify Delete

Analysis Type

☐ Linear

☒ Nonlinear

☐ Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters

☒ None

☐ P-Delta

☐ P-Delta plus Large Displacements

Other Parameters


Load Application: Full Load Modify/Show...

Results Saved: Final State Only Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

OK Cancel


Figura 3.6. Ventana de datos de las cargas actuantes. Estática no lineal, programa SAP2000.


**Precast Concrete U Girder**

Section Name

T-CAJON

Display Color



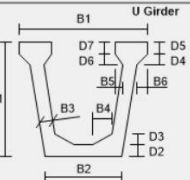
Section Notes

Modify/Show Notes...

Source: User Defined

Convert to User Defined

Section Dimensions



B1

124.

B2

81.

B3

9.

B4

15.

B5

10.

B6

9.

D1

150.

D2

15.

D3

15.

D4

9.

D5

0.

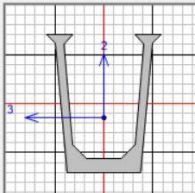
D6

10.

D7

0.

Section



Properties

CONCRETO400

▼

+

Section Properties...

Time Dependent Properties...

Set Modifiers...

OK

Cancel

Figura 3.7. Características de la sección de traves, programa SAP2000.

Después, se definen las propiedades de los torones que se utilizarán para el presfuerzo de las vigas tipo cajón, con las características siguientes.

The screenshot shows the 'Tendon Section Data' dialog box with the following settings:

- Tendon Section Name:** TEN1
- Section Notes:** (empty field with 'Modify/Show...' button)
- Tendon Modeling Options For Analysis Model:**
  - ☐ Model Tendon as Loads
  - ☒ Model Tendon as Elements
- Tendon Parameters:**
  - Prestress Type:** Post Tension
  - Material Property:** A-TENDON
- Tendon Properties:**
  - ☐ Specify Tendon Diameter
  - ☒ Specify Tendon Area
  - Torsional Constant:** 248.0701
  - Moment of Inertia:** 124.035
  - Shear Area:** 35.532
- Units:** Tonf, cm, C
- Display Color:** Red

Figura 3.8. Sección Datos de Torón, programa SAP2000.

Luego, se considera el detalle del presfuerzo para las vigas tipo cajón. En la ventana "Bridge Tendon Data Form" situada en el menú desplegable "Bridge Objects", se determinan los parámetros para el modelo. Las tareas que incluye esta ventana son la ubicación de inicio y termino para los torones, ubicación en las capas verticales y horizontales, las propiedades generales, de anclaje y modelar el peso en la estructura o elemento estructural. Por simplicidad en el modelado se considera la ubicación de los torones como una fuerza equivalente ubicada en el centroide de la viga, dando como resultado una fuerza de presfuerzo de 570 ton.

Bridge Tendon Data

Tendon Name:

Tendon Load Pattern:

**Tendon Start Location**

Span:

Start Location:

Span Length:

Distance Along Span:

**Tendon End Location**

Span:

End Location:

Span Length:

Distance Along Span:

**Tendon Parameters**

Prestress Type:

Jack From:

Material Property:

Tendon Area:

Max Discretization Length:

**Vertical Layout**

**Horizontal Layout**

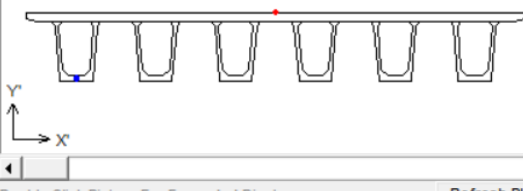
**Load Type**

☒ Force ☐ Stress

**Tendon Load**

Force (Tonf):

**Tendon Layout Display**



Double Click Picture For Expanded Display

**Tendon Layout Display Options**

☐ Show Elevation ☐ Show Plan ☒ Show Section

**Snap To This Item**

☒ None ☐ Reference Line ☐ Tendon

**Snap To This Span Location**

☒ Anywhere Along Span ☐ Every 1/  of Span

**Coordinate System**

**Tendon Modeling Options**

☒ Model As Loads ☐ Model As Elements

**Units**

**Move**

**Tabulated Tendon Profile**

Figura 3.9. Datos distribución de Torones, SAP2000.

El detalle en la losa sobre las traves tipo cajón, se modela en la ventana “Define Bridge Section Data” del menú desplegable “Deck Section”, en esta sección se definen las dimensiones geométricas del tablero, como el ancho de corona, la separación de las vigas de centro a centro, la longitud saliente del tablero con respecto a las vigas entre otras opciones. En la figura 3.10 se muestra la ventana correspondiente.

Define Bridge Section Data - Precast Concrete U Girder

Section is Legal Show Section Details...

Section Data

Item	Value
<b>General Data</b>	
Bridge Section Name	BSEC1
Slab Material Property	C-400
Number of Interior Girders	4
Total Width	1250.
Girder Longitudinal Layout	Along Layout Line
Constant Girder Spacing	Yes
Constant Girder Haunch Thickness (t2)	Yes
Constant Girder Frame Section	Yes
<b>Slab Thickness</b>	
Top Slab Thickness (t1)	25.
Concrete Haunch Thickness (t2)	0.
<b>Girder Section Properties</b>	
Girder Section	T-CAJON
<b>Girder Modeling In Area Object Models</b>	
Model Girders Using Area Objects	No
<b>Fillet Horizontal Dimension Data</b>	

Girder Output

Modify/Show Girder Force Output Locations...

Modify/Show Properties

Materials... Frame Sects...

Units: Tonf, cm, C

OK Cancel

Figura 3.10. Datos de la sección de viga, programa SAP2000.

El modelado del cabezal fue mediante una sección rectangular maciza, de dimensiones 1.40 m. x 1.40 m. con acero de refuerzo. Con base en los planos estructurales se tomaron en cuenta 12 varillas del No. 9 para el acero longitudinal y para el acero transversal del No. 4 con separación a cada 15 cm.

**Rectangular Section**

**Section Name** CABEZAL

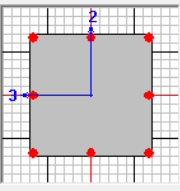
Section Notes


**Properties**  **Property Modifiers**  **Material** + C-250

**Dimensions**

Depth (t3) 140.

Width (t2) 140.



Display Color 

a) Datos geométricos de la sección

**Reinforcement Data**

**Rebar Material**

Longitudinal Bars + A-4200

Confinement Bars (Ties) + A-4200

**Design Type**

☒ Column (P-M2-M3 Design)

☐ Beam (M3 Design Only)

**Reinforcement Configuration**

☒ Rectangular

☐ Circular

**Confinement Bars**

☒ Ties

☐ Spiral

**Longitudinal Bars - Rectangular Configuration**

Clear Cover for Confinement Bars 4.

Number of Long Bars Along 3-dir Face 3

Number of Long Bars Along 2-dir Face 3

Longitudinal Bar Size + #9

**Confinement Bars**

Confinement Bar Size + #4

Longitudinal Spacing of Confinement Bars 15.

Number of Confinement Bars in 3-dir 3

Number of Confinement Bars in 2-dir 3

**Check/Design**

☐ Reinforcement to be Checked

☒ Reinforcement to be Designed

b) Información del refuerzo.

Figura 3.11. Datos de la sección de cabezal, programa SAP2000.

Finalmente se muestra la sección "Section Designer" la cual tiene almacenada la información. En este caso se muestra la pila transversalmente. En esta ventana se obtiene el Diagrama de Interacción que posteriormente se usará para la comparación con las cargas actuantes y los datos para elaborar la gráfica Momento-Curvatura.

Geometry

Shape: Round

Chamfer: 6.25

Height: 140

Width: 140

☐ Small Base Dimensions

Base Height: 140

Base Width: 140

No. of Cores: 1

Casing

Thickness: 0

Longit. Factor: 0

Rings

No. of Rings: 1

Ring1 Cover: 6

Ring2 Cover:

Ring3 Cover:

Region	Ring	No. of Bundles	Bundle Type	Bundle Bar No.	Bundle Area	Bundle Material	Conf. Type	Conf. Spacing	Conf. Bar No.	Conf. Area	Conf. Material
Core1	Ring1	37	Single	#8	5.0968	A-4200	Spiral	10	#4	1.2903	A-4200
Prestress		0	Tendon	N/A	0	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Casing		N/A	Casing	N/A	0	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

Concrete Model

Material: C-400

Core Concrete: Core1

Other Concrete: Mander-Unconfinv

Duter Concrete: Mander-Unconfinv

OK

Cancel

Figura 3.12. Datos de la sección de las pilas, programa SAP2000.

### 3.1.2 Carga Vehicular

Para cuantificar esta variable, el modelo se alimenta de otras tres, como son: el espacio entre ejes, el peso por eje del camión y la posición del mismo. Esto se da a partir de la recolección de datos del Transito Diario Promedio Anual (TDPA).

En México, no se tiene una base de datos actualizada que cuente con pesos y medidas los vehículos que transitan por la red carretera nacional. Únicamente se encontró información existente que corresponde de principios de la década de los 90's, reportados por Mendoza Díaz y Cadena Rodríguez (1991).

Aunado a esto, Rascón Chavez (1999) agrupó la información sobre pesos en tandems, en lugar de hacerlo por ejes, esto para agrupar el tonelaje de varios en uno solo.

Por lo tanto, se usó el sistema “Weigh - In – Motion” (WIM) el cual usa datos registrados en Rotterdam, Holanda en Abril del 2008. La base de datos consta de un registro de 790 vehículos de nueve ejes. Los instrumentos de medición son WIM HESTA y fueron instalados en puentes vehiculares de autopistas cercanas a la ciudad.

Estos aparatos funcionan con base en el principio de convertir la fuerza de presión que produce un camión en el pavimento en un impulso eléctrico, capaz de determinar la longitud del vehículo, distancia entre ejes, peso por eje y peso bruto del vehículo. Para más información acerca del sistema WIM, consultar bridges (Hellebrandt, et al., 2014).

Por otro lado, la asignación de vehículos al modelo tiene una distribución de probabilidad normal y está basada en el principio de Simulación de Monte Carlo, generando cuatro variables R con su respectivo subíndice 1-4.

Primero, se usó R1 para seleccionar un vehículo al azar de los 790 posibles. Luego se ubica el primer eje del vehículo en algún lugar del puente, siendo esta acción R2.

Posteriormente, el resto de los ejes del camión se ubican con respecto al primer eje posicionado, se suma acumulando la distancia relativa entre ejes del. Por último, se repite este procedimiento para el segundo camión con las variables R3 y R4.



Como resultado, se presentan dos escenarios posibles:

- a. Los nueve ejes del camión estén dentro del puente.
- b. Algunos ejes estén sobre el tablero del puente.

Estos posibles escenarios se almacenan en las variables “Ejes por carril 1” (Axles per Lane) y “Ejes por carril 2”. Para el modelo probabilístico dos de las principales variables de entradas son el “Peso bruto del vehículo” (Gross Vehicle Weights) calculadas con la suma de los pesos por eje del camión uno y dos respectivamente. La base de datos del WIM se considera limpia de cargas extremas esporádicas para el uso del WIM. Se elimina el 5 % de los valores extremos de la distribución de probabilidad.

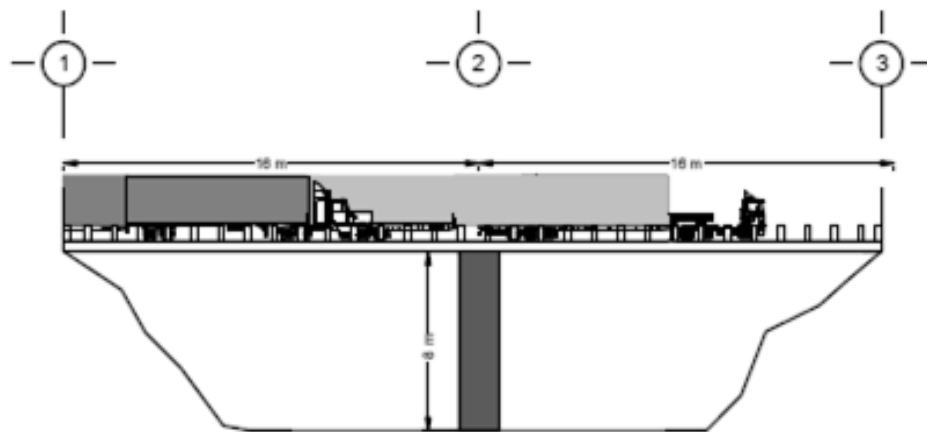


Figura 3.13. Presencia simultánea de dos camiones.

A continuación, se muestra una tabla representativa de los Datos Obtenidos para la variable de Carga Vehicular. Siendo AW “Axle Weight” con el número de eje para cada peso, ApL “Axle per Lane”, WA “Weight Axle” y WT “Weight Total”.

Tabla 3.4. Ejemplo selección de vehículo ( AW, WT, WA en kg)

Camión 1											WT
AW1	AW2	AW3	AW4	AW5	AW6	AW7	AW8	AW9	ApL_1	WA_1	
5901	4509	0	0	0	0	0	0	0	2	10410	73622
Camión 2											
AW1	AW2	AW3	AW4	AW5	AW6	AW7	AW8	AW9	ApL_2	WA_2	
8383	8250	10320	1599	6600	293	10392	8725	8650	9	63212	

En la Figura 3.14 se presenta el histograma de pesos totales (WT) considerados para este análisis, considerando la acción simultánea de dos camiones. La media es  $1.1518 \times 10^5$  (kg) con desviación estándar de 35882 (kg).

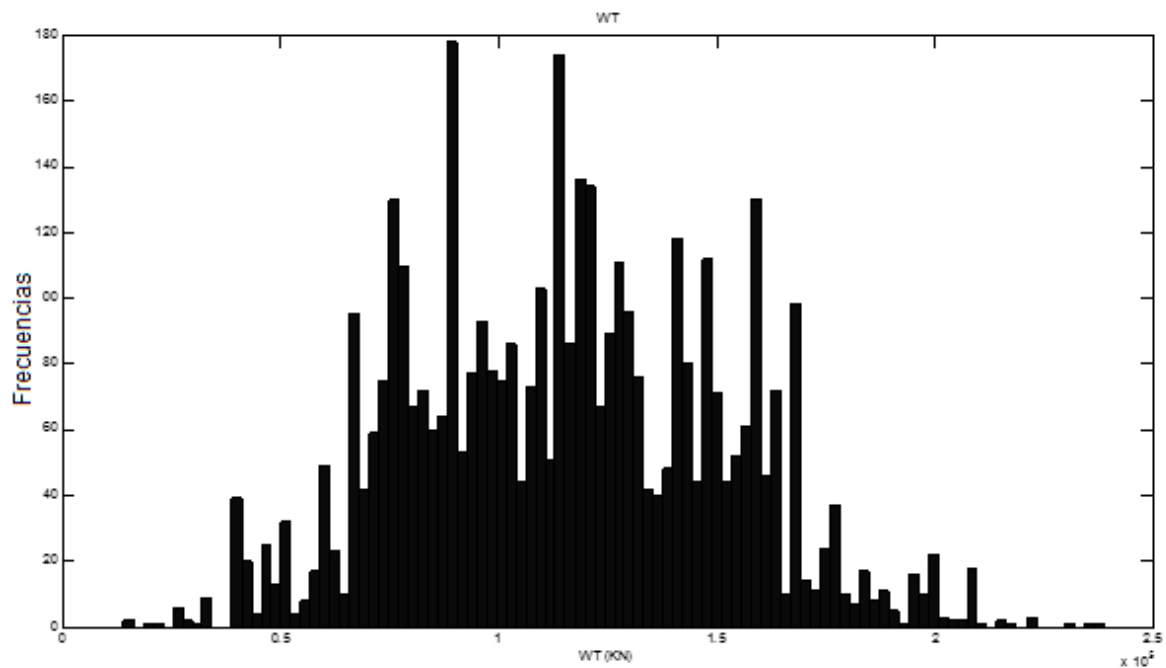


Figura 3.14. Histograma de Carga Total con media  $1.1457 \times 10^5$ , Std  $3.5982 \times 10^4$ .

### 3.1.3 Sismo

Para esta investigación, se usaron datos de Estados Unidos debido a la escasa información oficial sobre sismos localizados cerca de la zona del puente, además, los pocos sismos hallados son de magnitud baja intensidad o magnitud.

Por lo tanto, los datos empleados para esta variable fueron extraídos del Pacific Earthquake Engineering Research Center<sup>4</sup> (PEERC) a través de Aviram, *et al.* (2008). Estos lineamientos presentan recomendaciones para el modelado y análisis de puentes vehiculares y pasos elevados sometidos a sismo, los cuales requieren un diseño o evaluación de la capacidad de ductilidad. Esa no es una guía para la evaluación de la capacidad de diseño del puente.

Para la interacción del sismo con la estructura se seleccionaron 11 sismos de alta magnitud extraídos de los registros del PEERC y el registro de los sismos se muestra en la tabla 3.5. La información de cada sismo para la elaboración del acelerograma, también se encuentra en el extracto PEERC. En la figura 3.15 se presenta la información del acelerograma del sismo Coyote Lake (CCLYD) con 5764 “pasos” a cada  $5 \times 10^{-3}$  segundos, como un ejemplo de los 11 sismos.

---

<sup>4</sup> [http://peer.berkeley.edu/publications/peer\\_reports/reports\\_2008/reports\\_2008.html](http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2008/reports_2008.html)

Tabla 3.5. Sismos registrados (Elaboración Propia)

Clave Registro	Evento	Año	Mag.	R (km)	Estación	Suelo	PGA
cclyd	Coyote Lake	1979	5.7	4.0	Coyote Lake Dam abutment	C	0.5274
clyd	Morgan Hill	1984	6.2	0.1	Coyote Lake Dam abutment	C	0.2729
cor	Loma Prieta/ Northridge	1989	6.9	3.4	Corralitos	C	1.0267
cs05	Parkfield	1966	6.0	3.7	Array #5	D	0.06588
gav	Loma Prieta	1989	6.9	9.5	Gavilán College	C	0.6952
gilb	Loma Prieta	1989	6.9	11.0	Gilroy historic	C	0.4472
lex1	Loma Prieta	1989	6.9	6.3	Lexington Dam abutment	C	0.4031
lgpc	Loma Prieta	1989	6.9	3.5	Los Gatos Presentation Center	C	0.7832
mgnp	Livermore	1980	5.5	8.1	Morgan Territory Park	C	0.2452
ttr007	Tottori, Japón	2000	6.6	10.0	Kofu	C	0.975
kobj	Kobe, Japón	1995	6.9	0.5	Kobe JMA	C	0.8238

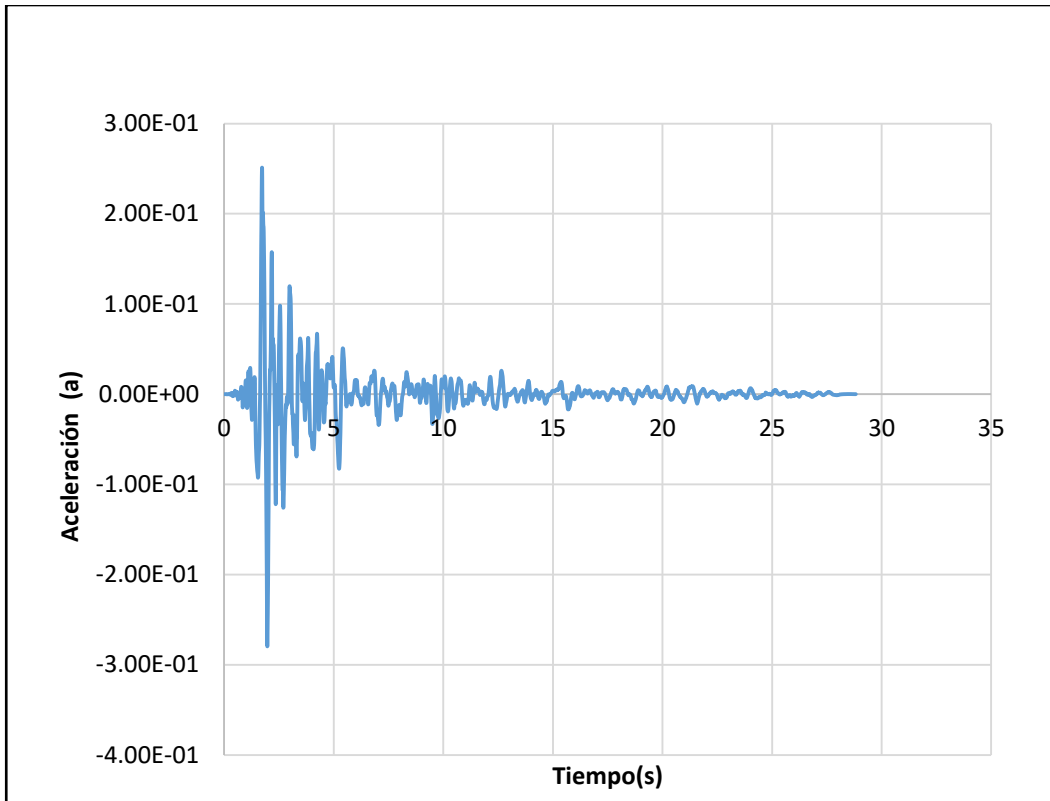


Figura 3.15. Acelerograma del sismo de Coyote Lake (CCLYD).

Los sismos seleccionados se cargaron a través de la ventana “Define History Functions” de SAP2000™, se usa un sismo para un modelo del puente, es decir, se generaron 12 copias del puente y a cada uno se le cargo un sismo de las 12 opciones del registro de la Tabla 3.5 del Puente vehicular “Toluca-Palmillas” con las características mencionadas en la sección 3.1.1. La variable PGA con las 12 posibles opciones se considera una variable aleatoria discreta de probabilidad de distribución normal.

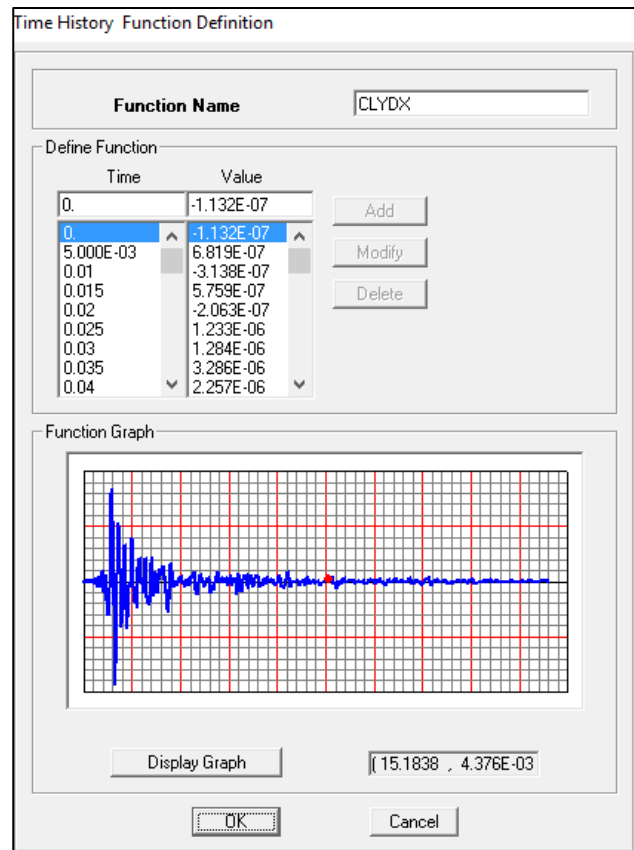


Figura 3.16. Definición de la función del acelerograma, programa SAP2000.

### 3.2 Proceso de Análisis

Dado que la interacción de las cargas y los sismos son del tipo probabilista, se requiere el modelado de la interacción de los elementos. Por ende, es necesario programar las variables para repetirse "n" cantidad de veces, mediante simulaciones de los diferentes escenarios. Por lo tanto, se construyó un programa que ejecuta dichas tareas y a continuación se describe.

De forma general, la herramienta está dividida en tres programas que facilitan el manejo de la información. Se tiene en cuenta que están directamente relacionados en un diferente nivel, como son la asignación de pesos y vehículos al puente, el análisis

del puente y por último la extracción de resultados junto con el procedimiento de iteración para todo el programa.

La siguiente figura muestra, de forma esquemática, la idea general el proceso de programación la cual se realizó a través del software Matlab™.

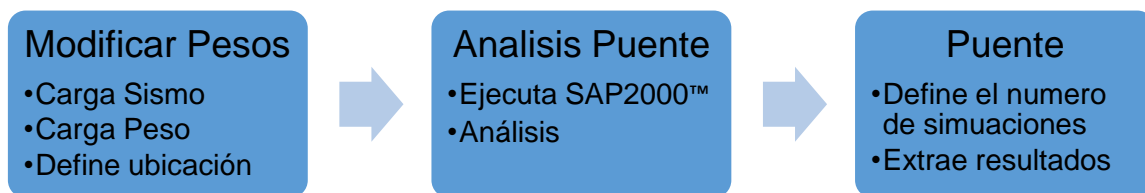


Figura 3.17. Diagrama general de programación.

En la figura 3.17, la primera parte del modelo, es el programa llamado Modificar Pesos, el cual se programa en Matlab™ mediante scripts de programación. El inicio de este programa consiste en asignar un valor para la longitud del claro para luego limpia un archivo copia. Después, empieza la selección del sismo, en la sección 3.1.3 Sismo se determinaron 12 sismos posibles para después utilizar el Peak Ground Acceleration (PGA) en el programa “Puente” descrito más adelante.

Una vez que se tiene el archivo limpio 'PUENTE555COPIA.\$2K' sobre el que se trabajara, se agregan las cargas de camiones aleatorias, para esto se genera una variable de nombre 's', el cual se encarga de definir los títulos por medio de una variable tipo “string”, que es una variable formada por varios caracteres alfabéticos, es decir una palabra, después se determina el vector 'JJJ=(1:9)' donde se almacenará la información para los nueve ejes del camión.

Los pesos por eje para el primer carril se obtienen del archivo 'Nine\_axles\_bridge' el cual se describe en el apartado 3.1.2 Carga Vehicular y esta información se guarda en la variable 'A'.

Para el primer carril, se posiciona aleatoriamente el eje uno del vehículo con la variable 'Po' que es igual a un número decimal aleatorio entre cero y uno, multiplicado por la distancia del claro 'B'. Es decir, se determina una fracción del claro para la posición. Después se selecciona al azar un vehículo de la variable 'A', para tener los pesos por eje y las distancias entre cada eje del vehículo.

Mediante la variable 'AW1' se establecen los pesos por eje del camión. Se genera un vector, el cual establece la posición del camión con respecto al eje uno, este vector se llama 'Pos1' y es la suma de la posición inicial del eje uno, más la suma acumulada de la distancia entre los ejes del camión elegido.

Luego, se declara 'K1', la cual busca los ejes del camión que son mayores que la longitud del claro, y se formula  $Pos1(K1)=Pos1(K1)-B$  para encontrar los ejes que están dentro del claro del puente en la variable 'Pos1(K1)', luego en la variable 'K3' se busca si algún valor del vector 'Pos1' es todavía más grande que el claro.

Por lo tanto, se tiene un vector 'd1(1:9)' para determinar la distancia del eje con respecto a la barra en análisis, en seguida se obtiene la distancia relativa al dividir el vector 'd1' entre 'B', dando como resultado 'd11'. De igual manera se cargan los pesos de cada eje en el vector 'PesoEje(1:9)' pero al peso respectivo del vector 'AW1' se convierte en kg.

Se determina la posición real del vehículo en el puente, se considera como la unidad o el 100 % la distancia total del puente en sus dos claros y el 50 % es la distancia de un extremo del puente al apoyo central. Por lo tanto, se determina aleatoriamente si se cargaran las barras que están del 0 al 50 % de la longitud o si estarán del 51 % al



100 % de la distancia relativa del puente, es decir, si están los vehículos en la primera parte del puente o en la segunda.

Si 'rand' es menor que 0.5 se cargaran las barras 9 o 10 respectivamente. Luego “si” el número de elementos de la matriz 'K1' es igual a cero, a los ejes que estén dentro del claro 'B' desde uno hasta nueve, se les asignarán las cargas según el formato de entrada para SAP2000™ y se imprimen los resultados en el archivo de salida 'PUENTE555COPIA.\$2k' dado el formato de salida, a este procedimiento lo llamaremos a partir de ahora “ciclo de cargas”

Por otro lado, si el número de elementos de 'K1' no es igual a cero, para 'K' que va desde uno hasta el valor de 'K' menos uno, se aplica el “ciclo de cargas” a la barra 9. Para la barra 10 se aplica el “ciclo de cargas” que va de 'K1' de uno hasta nueve, que son el número de ejes que están dentro del claro y los cuales se cargaran, pero si existe un valor que exceda el valor del claro, no se carga peso en esos ejes y al final se imprimen los resultados.

En caso contrario, si 'rand' es mayor que 0.5 y si no existen ejes que sean mayores que el claro, para los ejes que van de uno hasta el noveno eje se realiza el “ciclo de cargas”, pero si existe algún eje que sea mayor que el claro se realiza el “ciclo de cargas” para todo los ejes, del uno hasta el noveno. En este segundo caso, si el número de ejes es mayor que el número de ejes que están dentro del claro menos uno, no se le asignan cargas y en cualquier caso se imprimen los resultados.

El procedimiento para el segundo carril es similar al del primer carril. Por último, los resultados se escriben en la última línea del archivo que se ejecutará más tarde en SAP2000™ y se cierran los archivos utilizados.

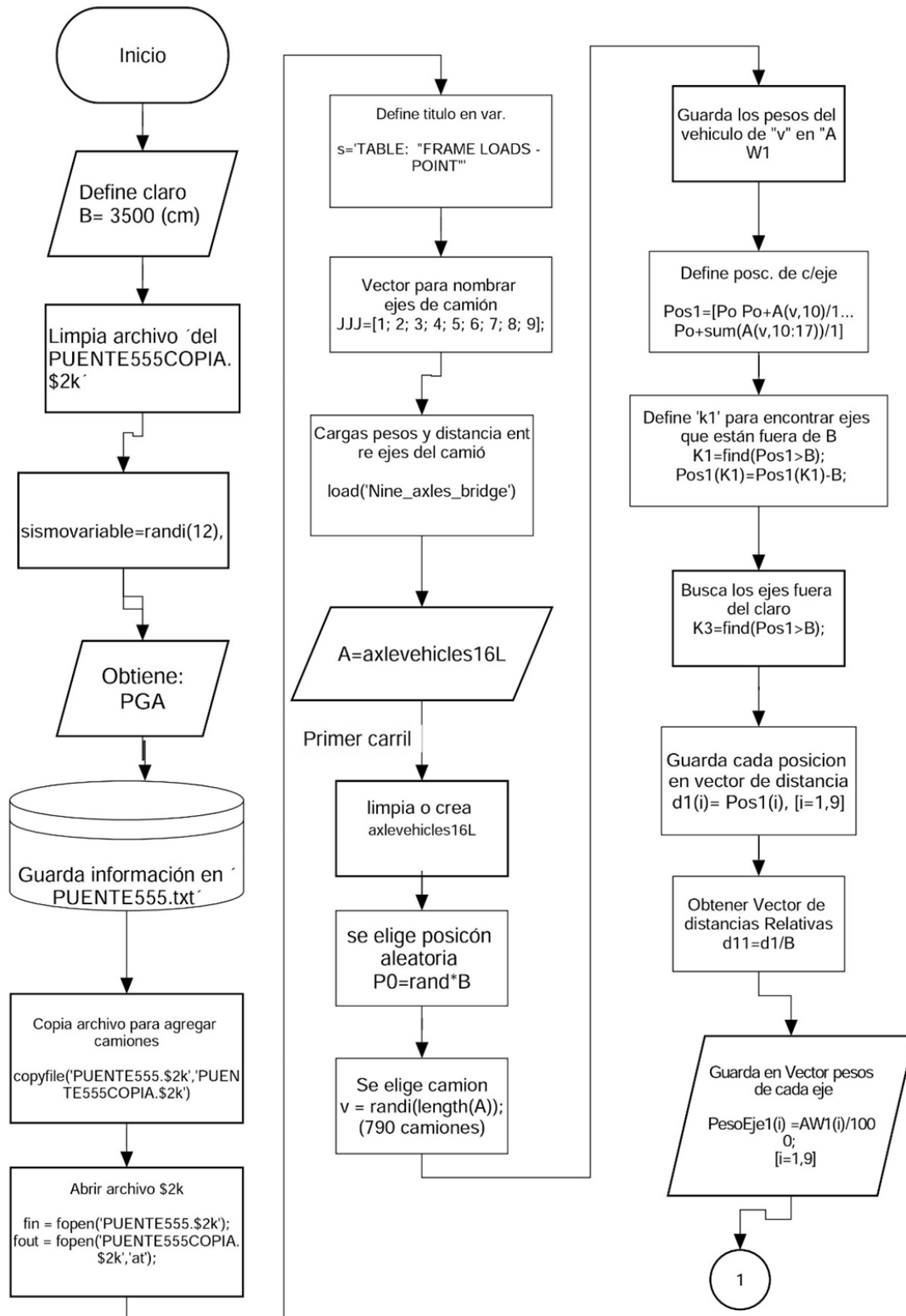


Figura 3.18. Diagrama de flujo del programa Modificar Pesos

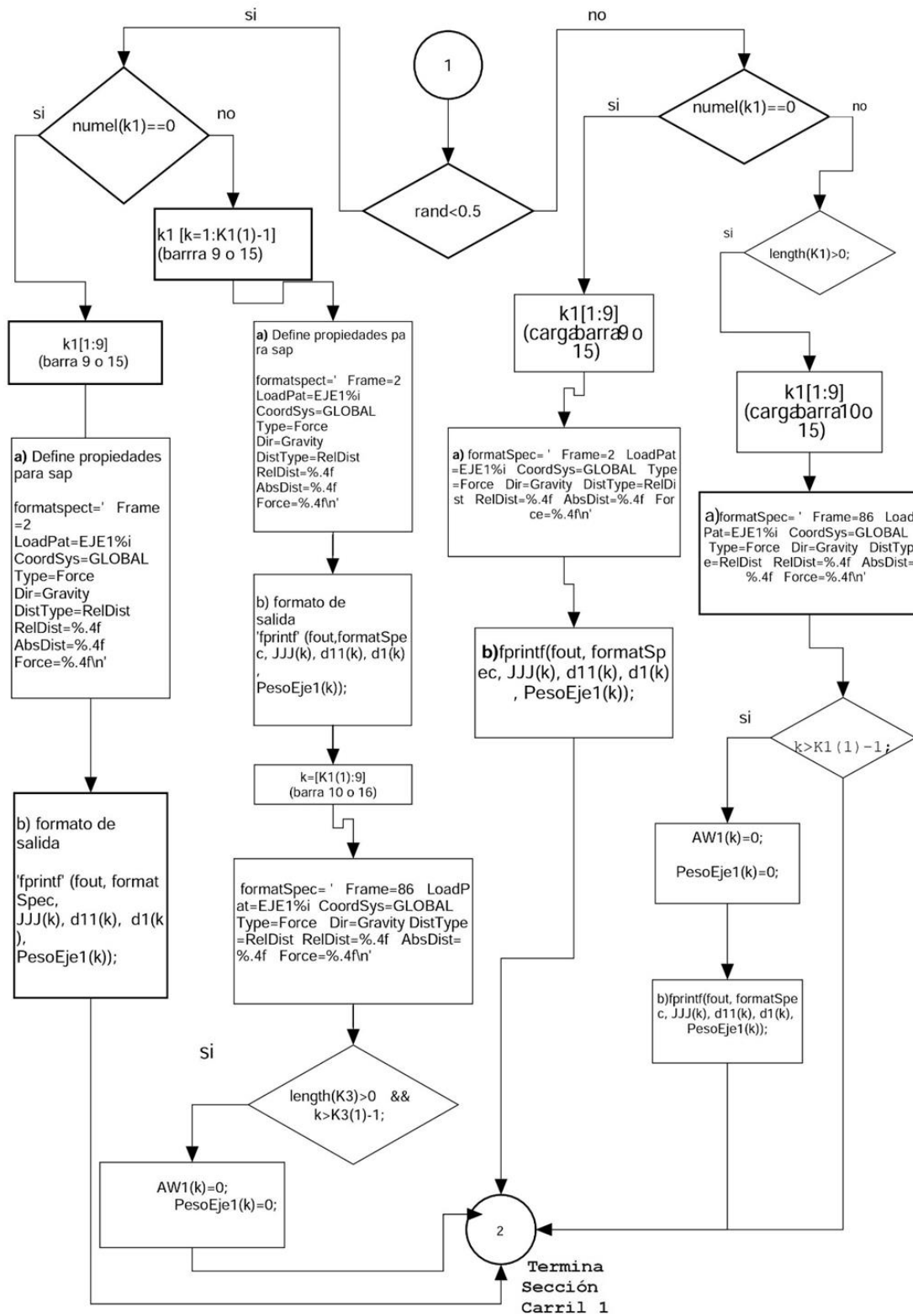


Figura 3.19. Diagrama de flujo del programa Modificar Pesos

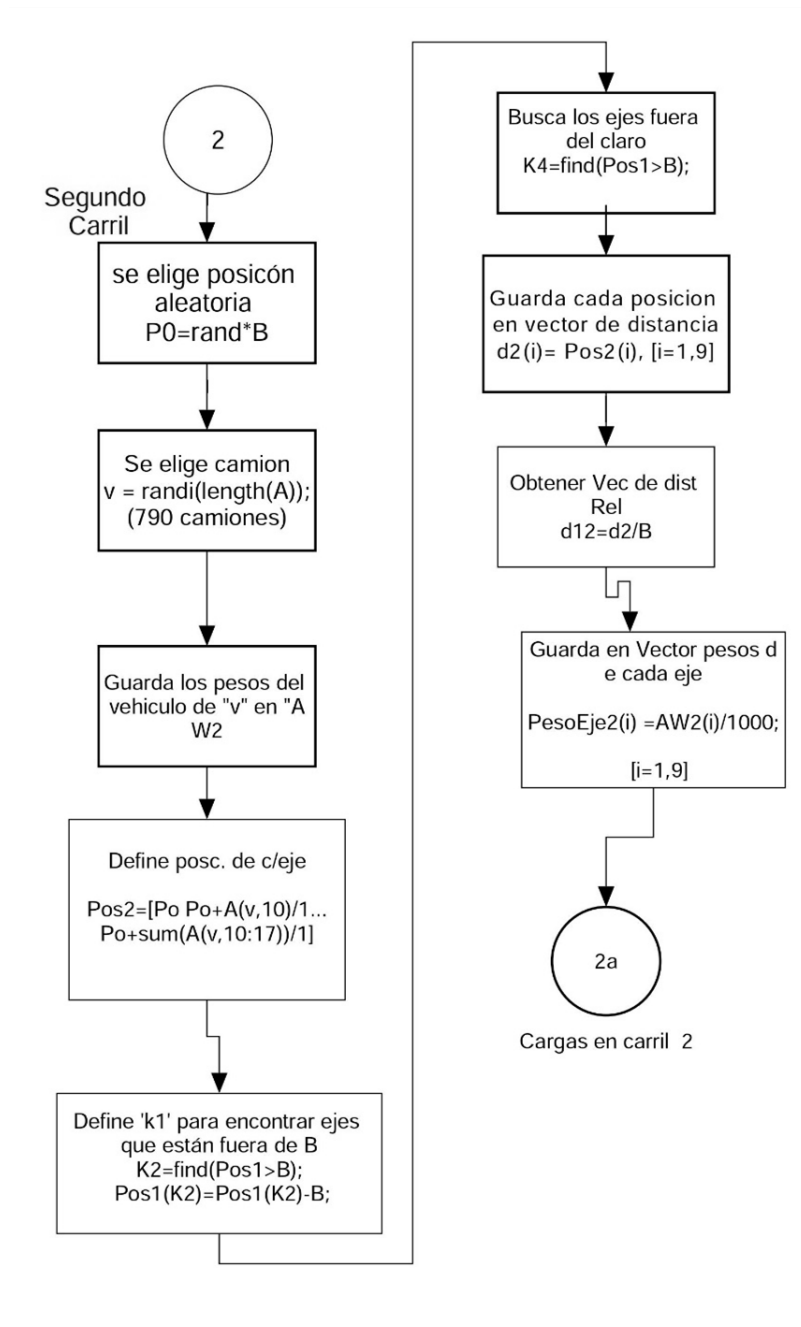


Figura 3.20. Diagrama de flujo del programa Modificar Pesos

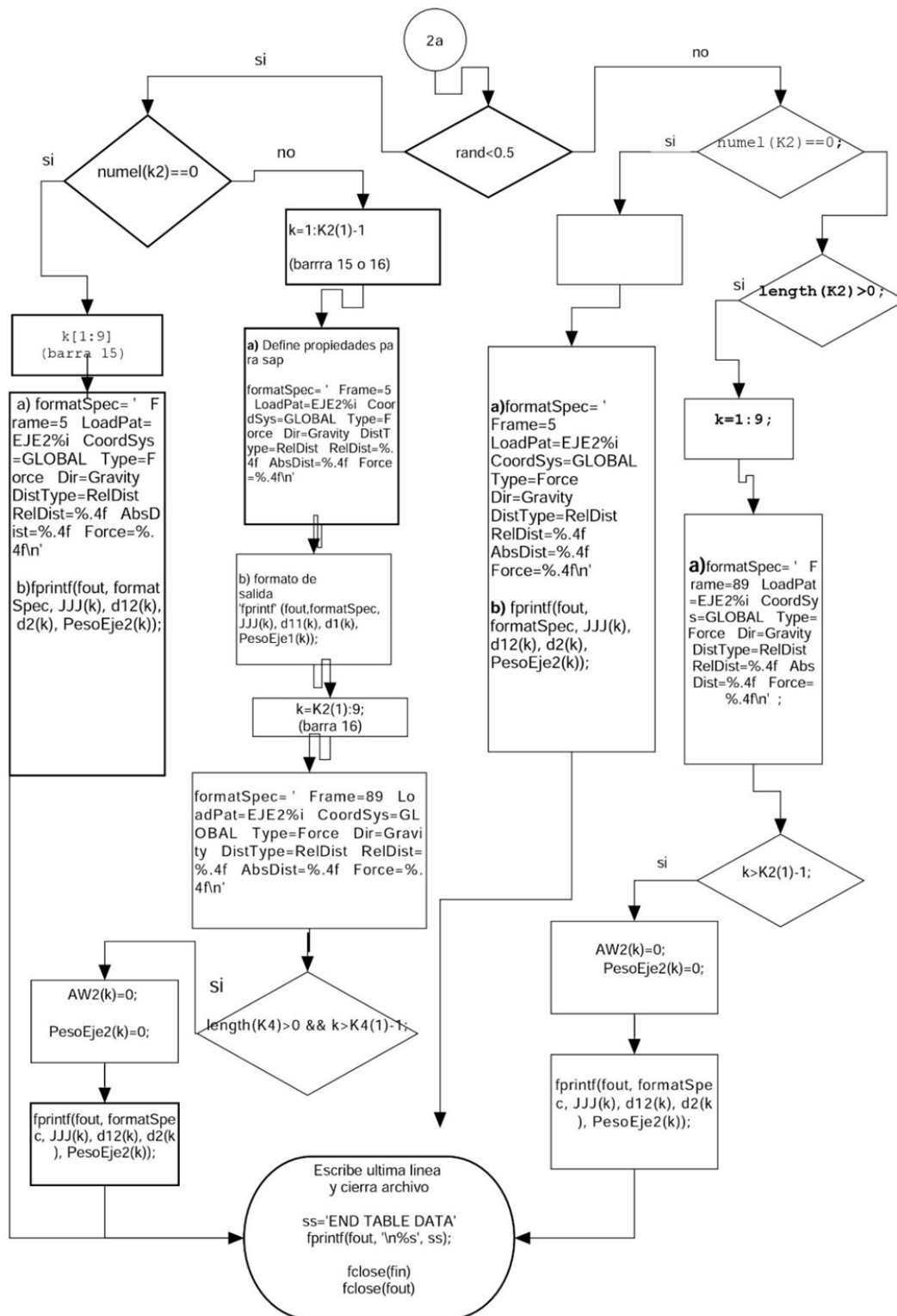


Figura 3.21. Diagrama de flujo del programa MODIFICARPESOSSAP.\$2K

El segundo módulo de programación presentado en la Figura 3.17 es el programa de Análisis Puente, el diagrama de flujo de se muestra en la figura 3.22. Éste programa inicia ejecutando el archivo de entrada “ModificarPesos” descrito en el módulo anterior, para después abrir SAP2000™, a partir de esto inicia el nuevo modelo existente 'PUENTE555COPIA.\$2k

Para abrir un archivo en el programa SAP2000™, se puede abrir el modelo de dos maneras, desde la opción abrir en la pestaña “Archivo” o a partir de importar un archivo de texto con la extensión . \$2k, el cual traerá precargada la configuración deseada sin la necesidad de interacción manual con la computadora, la opción de importar es la que se usa para ser eficiente la el proceso de análisis de esta investigación.

El análisis de SAP2000™ elige la combinación de cargas según sea el caso dado en el archivo “ModificarPesos”, al terminar el análisis se extraen los resultados, o sea, los elementos mecánicos de sobre la pila ( $j=713$ ). Primero declara las variables para los resultados y se inicializan en cero, posteriormente los resultados se extraen en un vector correspondiente según el formato de salida de SAP2000™.

Después, se declara un contador 'jj' el cual va a ir desde uno hasta el número de elementos del vector 'ElmSta' (Estaciones del Elemento) para determinar un vector de elementos mecánicos de carga axial, cortante en dirección “x” o “y”, momentos “x” o “y” y torsión respectivamente. Posteriormente se obtienen los desplazamientos en los nodos, se analiza el nodo 1245 y se realiza un procedimiento similar al de los elementos mecánicos, se declaran las variables y luego se extraen en un vector con el formato de SAP2000™. Por último, se desbloquea el modelo de SAP2000™ y se cierra el modelo.

Finalmente, el tercer módulo de la figura 3.17 se encarga de la integración final de los programas anteriormente descritos (Modificar Pesos y Análisis Puente). El diagrama de flujo para este programa se presenta en la figura 3.23. El script 'Puente' inicia con un cronometro, limpia la ventana de comandos y el espacio de trabajo para Matlab™.

Después se define el número de simulaciones que se ejecutarán para los tres programas y se declara la variable 'MostrarHistograma' la cual se usa para graficar histogramas, en un inicio se declara igual a cero, es decir, no tiene encabezado el archivo 'DatosRedPuente3D.sae', se considera que es la primera iteración.

La siguiente sección del script, continúa la determinación de si existe o no archivo previo, si no existe, se crea y se abre un archivo, en este caso se le da el nombre de 'DatosRedPuente\_dd/mm/aaaa.sae' con el día en que se iniciaron las corridas. Si ya existe un archivo, sobre ese documento se registraran los resultados finales en el último renglón.

Después se declara un contador interno 'kk' para saber el número de iteraciones que se llevan al momento, 'kk' está en función del número de simulaciones establecidas y del número de veces que ha llegado a la decisión de si existe o no archivo previo.

Posteriormente, se llama al programa “Análisis Puente” encargado del análisis en SAP2000™. Al terminar se obtiene la Máxima Amplitud, que es igual al PGA que se obtuvo del sismo considerado en el programa “Modificar Pesos”. También se calcula el peso total 'WT' de los camiones uno y dos, a partir del peso por ejes y el peso para el carril uno 'WTA1' y el dos 'WTA2'. Mediante las variables 'ApL1' y 'ApL2' se establece el número de ejes en los respectivos carriles.

En el siguiente paso, del script “Análisis Puente” se selecciona el máximo absoluto de las matrices 'ElementosMecM2', 'ElementosMecM3', 'ElementosMecP', 'ElementosMecT', 'ElementosMecV2' y 'ElementosMecV3', estos serán mostrados finalmente en la ventana de resultados. Después de este punto, se muestra el número de iteración 'kk', termina el cronometro y se cierra el archivo donde se guardan los datos 'DatosRedPuente\_dd/mm/aaaa.sae'.

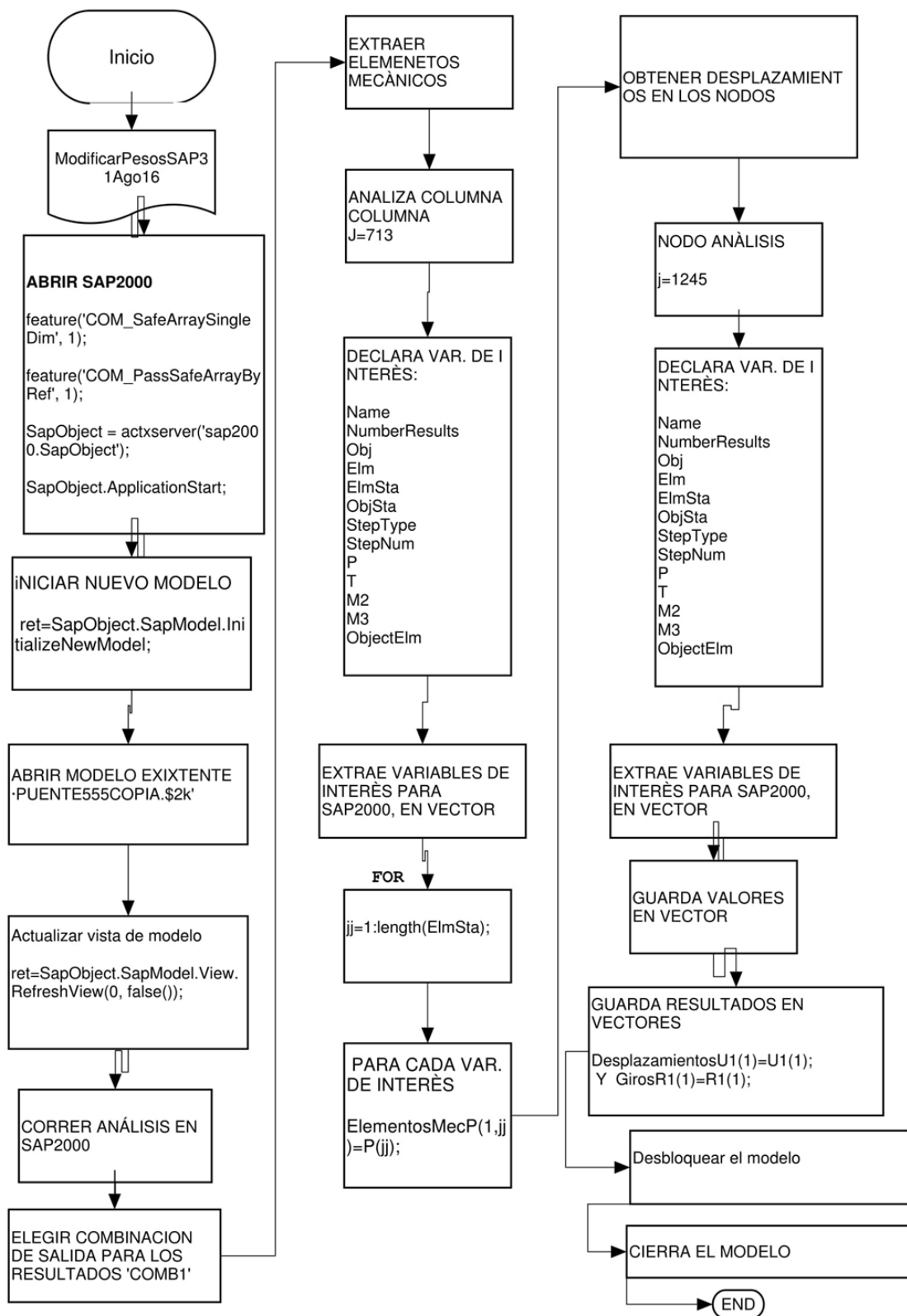


Figura 3.22. Diagrama de flujo del programa\_AnalisisPuentes3D.m



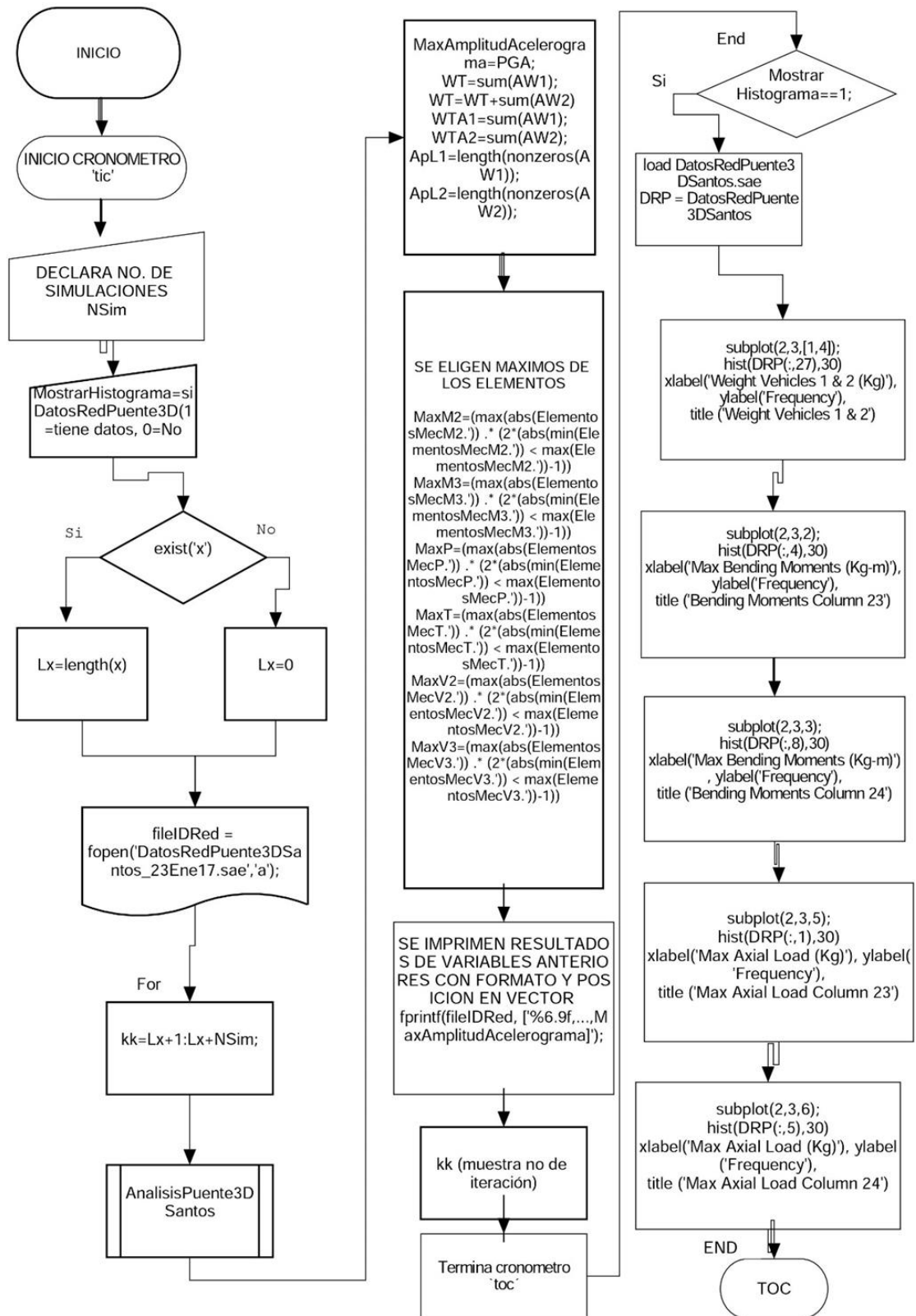


Figura 3.23. Diagrama de flujo del programa\_RT\_Puente3D.m

En seguida, se carga el archivo 'DatosRedPuentes3DSantos.sae' y lo guarda en una nueva variable llamada 'DRP', para poder llamar los datos guardados en esa variable en los histogramas de pesos totales de camiones uno y dos, de momentos flexionantes y carga axial, según sea el caso. Por último, termina el cronometro y en dado caso se repite el proceso para el “n” número de simulaciones establecidas.

Se determinó 4500 como el número óptimo de simulaciones para este caso de estudio de acuerdo con Díaz-Emparanza (1995) ese número de simulaciones presenta un valor de imprecisión cercano a 0.005 con un intervalo de confianza de 0.90. Díaz-Emparanza (1995) señala que para un modelo de simulación, el nivel de precisión no tiene un comportamiento lineal, es decir, no se duplica la precisión duplicando el número de simulaciones, además el tiempo promedio por simulación fue de tres horas y media para un solo resultado.

En la sección 2.2.1.3 Simulación de Monte Carlo, se presenta la Figura 2.13, la cual muestra gráficamente el estudio realizado por Díaz-Emparanza (1995).

Producto de las 4500 simulaciones a través del análisis de Sap2000, se obtuvieron los siguientes parámetros de respuesta, los cuales a través de su distribución de probabilidad se usan para alimentar el modelo probabilístico de Redes Bayesianas.

- Carga Axial (P)
- Cortante (V)
- Momento Flexionante (M)
- Torsionante (T)
- Desplazamientos (U)
- Giros (R)

La siguiente sección, describe el uso de los resultados a través del programa computacional UNINET™ desarrollado por la Universidad Tecnológica de Delft, Holanda. El software se encarga de la manipulación sobre las Redes Bayesianas

### 3.3 Uso de Red Bayesiana

La construcción del modelo probabilista, tiene como primer propósito, identificar las variables que representan el problema de interés, en términos probabilísticos. Una vez establecidas, son clasificadas en variables de entrada que alimentan la información, y de salida que muestran la respuesta del modelo.

Para alimentar la red, se emplean los resultados obtenidos de la interacción descrita en la sección anterior, sobre cargas vivas y sismo. Estas variables son: cortante y momentos flexionantes en las direcciones “x” y “y” respectivamente, Carga Axial, Momento Torsionante, giros y desplazamientos para la columna en estudio, así como el PGA del sismo empleado y los pesos totales empleados.

Para generar la Red, se consideran significantes las correlaciones de rango superiores a cero punto uno (0.1). Por lo tanto, las variables de entrada “ancestros” son el peso total WT y la PGA. Los “Padres” son la respuesta de la estructura, es decir, los desplazamientos y giros para la columna, cada uno con sus direcciones ortogonales.

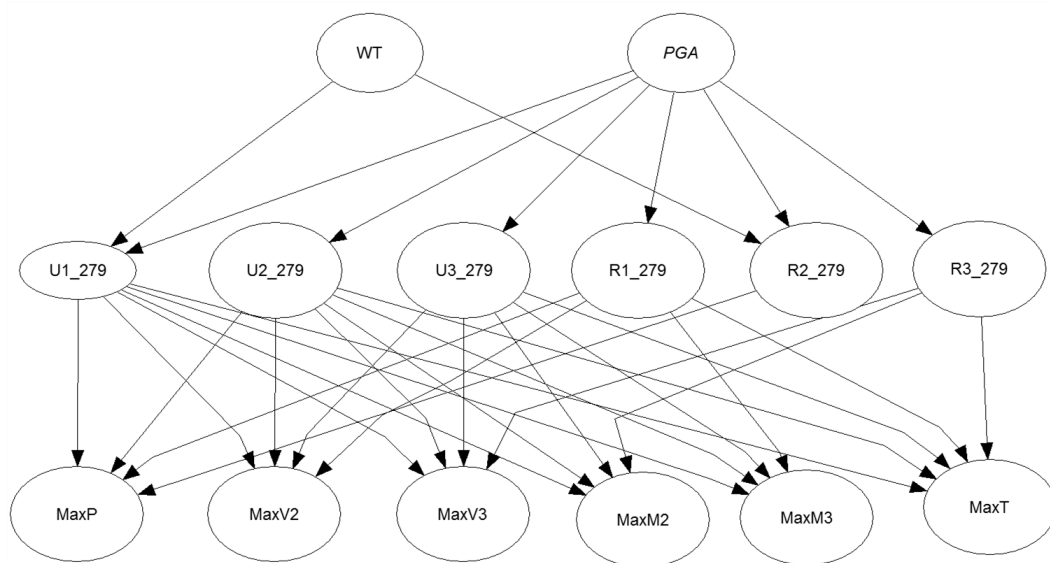


Figura 3.24. Red Bayesiana generada

En la Figura 3.25 se muestra la información de probabilidad de cada nodo, junto con un histograma de la distribución de probabilidad. En la parte de debajo de cada histograma, está la media y la desviación estándar, para su respectiva distribución. Por ejemplo, la variable WT tiene una media de  $1.15 \times 10^5$  KN con una desviación estándar de  $3.59 \times 10^4$  y la variable PGA que representa a los sismos tiene 0.578 m/s<sup>2</sup> de media y desviación estándar de 0.306, por otro lado la función masa de probabilidad muestra que el PGA=0.98 tiene una probabilidad de probabilidad de masa del 0.135 siendo la mas grande. Con este modelo probabilístico cada nodo de entrada se puede condicionar para pronosticar un escenario, que es un punto central en esta investigación.

Como se puede observar la presencia de variables continuas y discretas, hacen de éste modelo una red híbrida. La siguiente tabla muestra la matriz simétrica de correlaciones de rango, importante en este documento, como se discutió en la sección 2.2.1 Redes Bayesianas. La matriz de correlaciones es generada en UNIGRAPH de UNINET<sup>TM</sup>.

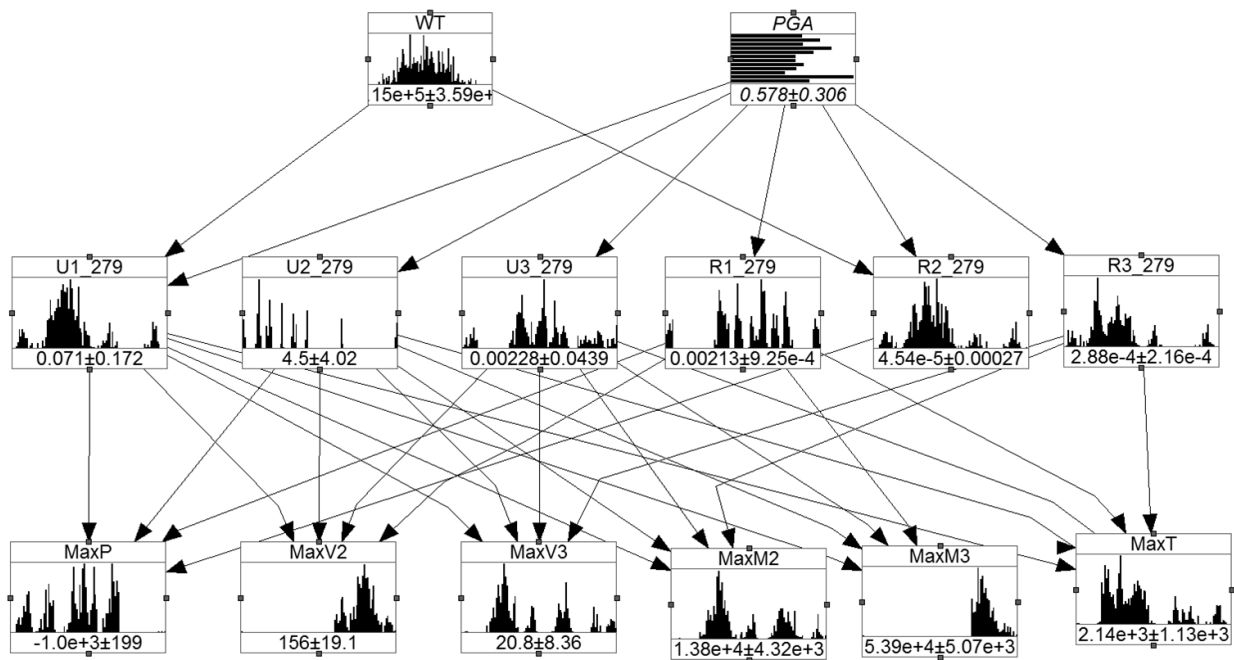


Figura 3.25. Red Bayesiana generada (vista de histogramas).

Tabla 3.6. Matriz de correlación para la RB (Datos extraídos de UNINET).

	WT	PGA	U1	U2	U3	R1	R2	R3	P	V2	V3	M2	M3	T
WT	1.00	0.00	0.16	0.00	0.00	0.00	0.17	0.00	-0.05	0.07	0.07	0.07	0.07	0.06
PGA		1.00	0.39	0.37	0.49	0.37	0.36	0.38	-0.43	0.49	0.41	0.39	0.48	0.48
U1			1.00	0.15	0.20	0.15	0.17	0.15	-0.50	0.57	0.54	0.53	0.58	0.52
U2				1.00	0.19	0.14	0.14	0.15	-0.55	0.61	0.30	0.30	0.57	0.60
U3					1.00	0.19	0.18	0.19	-0.22	0.30	0.51	0.50	0.28	0.34
R1						1.00	0.14	0.14	-0.46	0.38	0.16	0.15	0.37	0.38
R2							1.00	0.14	-0.08	0.20	0.17	0.16	0.19	0.19
R3								1.00	-0.17	0.19	0.07	0.00	0.19	0.12
PGA									1.00	-0.63	-0.40	-0.39	-0.61	-0.61
V2										1.00	0.48	0.46	0.66	0.66
V3											1.00	0.51	0.47	0.48
M2												1.00	0.45	0.47
M3													1.00	0.64
T														1.00

El coeficiente entre P y PGA es -0.43, mostrando una interrelación negativa, lo cual revela que entre más carga axial generada por el peso propio de los camiones, menos será el efecto del sismo en el puente. Por otro lado, el coeficiente entre PGA y M3 es de 0.48, por lo tanto, si una variable aumenta en su magnitud la otra también aumenta, es decir, si la amplitud máxima del sismo es grande el momento flexionante alrededor del eje longitudinal también aumenta. Los resultados encontrados se están en sintonía con lo reportado por Kim, et al. (2011), discutido previamente en el capítulo 2.

### 3.4 Factor de Seguridad

Esta variable se calculó a partir de la siguiente ecuación planteada por Das (2012) para obtener el esfuerzo actuante a flexo-compresión biaxial de las pilas, dado que es el escenario crítico de falla de una columna.

$$\sigma_{Actuante} = -\frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} y \pm \frac{M_y}{I_y} x = \frac{P}{A} \pm \frac{M_{xy}}{S_{xx}} \pm \frac{M_{yx}}{S_{yy}} \quad 3.1$$

Donde la  $\sigma_{Actuante}$  es el esfuerzo de la carga total actuante buscada, P es la carga axial pura que ejerce la carga viva sobre la pila, A es el área transversal de la pila,  $M_{xy}$  y  $M_{yx}$  son los momentos flexionantes en las dos direcciones de la pila los. A continuación se presenta la ecuación del módulo de sección.

$$M_{xy} = \frac{I_y}{c} = \frac{\frac{\pi r^4}{4}}{c} \quad 3.2$$

El módulo de sección es el resultado de dividir el momento de inercia sobre la distancia a un punto de la sección transversal donde se requieren estudiar las tensiones, normalmente a la fibra extrema de la sección. Para el cálculo de los esfuerzos actuantes en esta investigación, solo se considera el momento alrededor del eje longitudinal del puente, es decir, solo se toma en cuenta el primer y tercer término de la Ecuación 3.1.

Luego de determinar la manera de calcular los esfuerzos actuantes, se genera una distribución de probabilidad al ejecutar cerca de 4500 simulaciones donde aleatoriamente se modificaron los pesos máximos de los vehículos T3S2R4 y las fuerzas sísmicas producidas con la distribución descrita en la sección correspondiente de este trabajo. A continuación se presenta la gráfica de distribuciones de cargas actuantes.

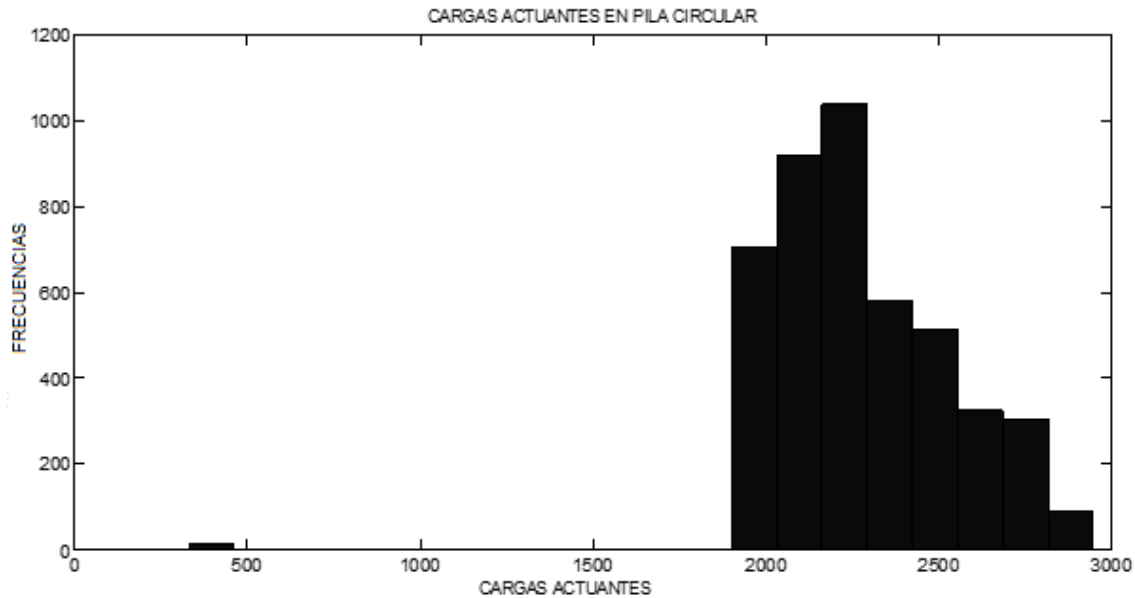


Figura 3.26. Carga actuante en la pila más desfavorable de la estructura del puente [ton/m²]

En este caso, las unidades de  $Q_{Actuante}$  se encuentran en ton/m² y presenta una distribución normal con una media de  $2.2782 \times 10^3$  [ton/m²] y una desviación estándar de  $+ 263.4725$  [ton/m²],  $- 263.4725$  [ton/m²] respectivamente. De esta forma se calcularán las resistencias de la estructura, para obtener el factor de seguridad.

## Resistencias

El cálculo de esta variable también utiliza la ecuación de la escuadría como se empleó para las cargas actuantes, pero en este caso se define el diagrama de interacción con las características descritas para la pila. Como se sale el diagrama de interacción describe el comportamiento de la pila, al tener la combinación de la carga axial resistente y momento resistente.

Por lo tanto, cuando se generaba la una simulación a través de las cargas actuantes, la misma simulación construía el diagrama de interacción para analizar si quedaba

fuera de la curva del diagrama o dentro, es decir, conocer si es más grande las resistencias o la carga actuante o viceversa.

Para saber analíticamente la exacta proporción de la carga resistente con respecto a la carga actuante, se midió la distancia de la carga actuante al punto más cercano del diagrama de interacción, sabiendo que este punto en el diagrama es una combinación específica de carga axial resistente y momento resistente.

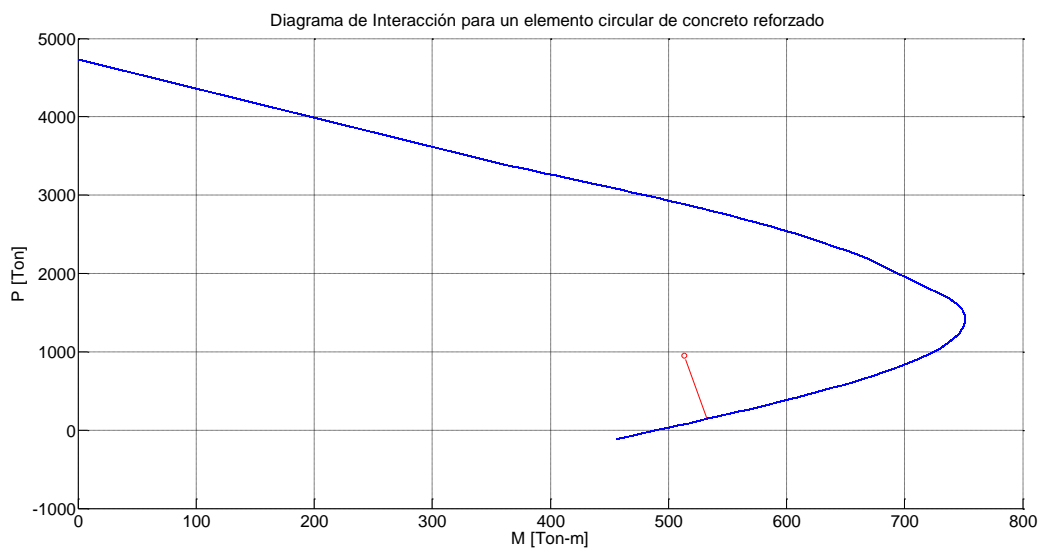


Figura 3.27 Diagrama de Interacción para un elemento circular de concreto reforzado

En la figura 3.27 se muestra una de las simulaciones donde se aprecia el diagrama de interacción de la pila y al interior la combinación de carga-momento actuante.



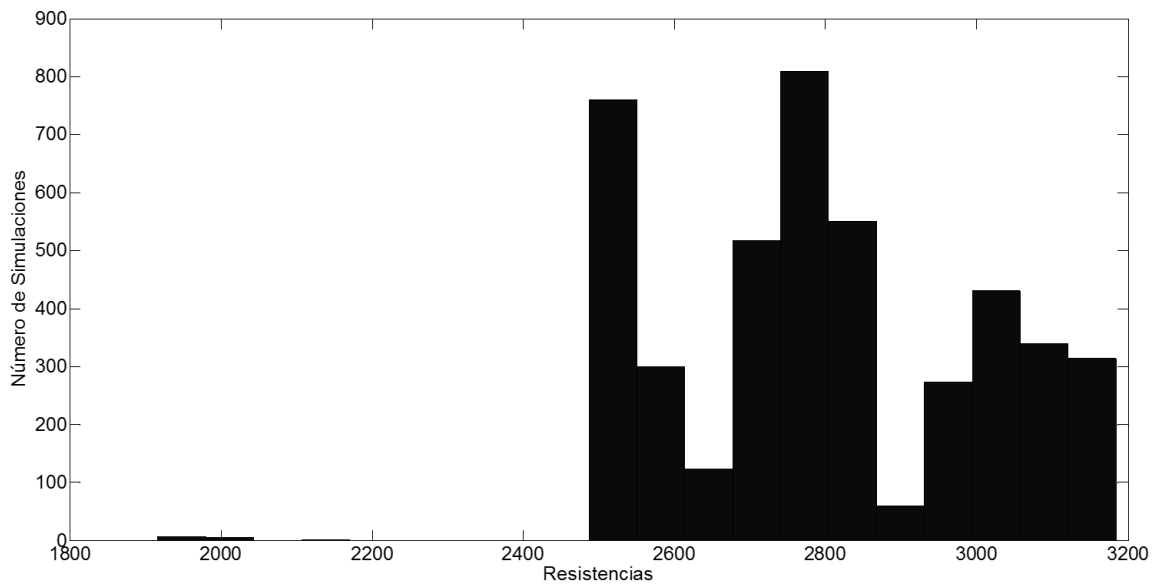


Figura 3.28 Histograma de Resistencias

Se observa una distribución normal para las resistencias, sus valores fueron empíricos y se obtiene una media de  $2.7358 \times 10^3$  [ton/m<sup>2</sup>] y una desviación estándar de 212.7825 [ton/m<sup>2</sup>]. Por lo tanto se pueden calcular los valores del factor de seguridad involucrando los 4,500 datos.

### **Factor de Seguridad.**

Como se mencionó en secciones anteriores, el factor de seguridad se calculará con la relación a las cargas Resistentes sobre Cargas Actuantes y el cociente debe ser mayor a la unidad para considerar segura la estructura. A continuación se muestra es histograma para el factor de seguridad.

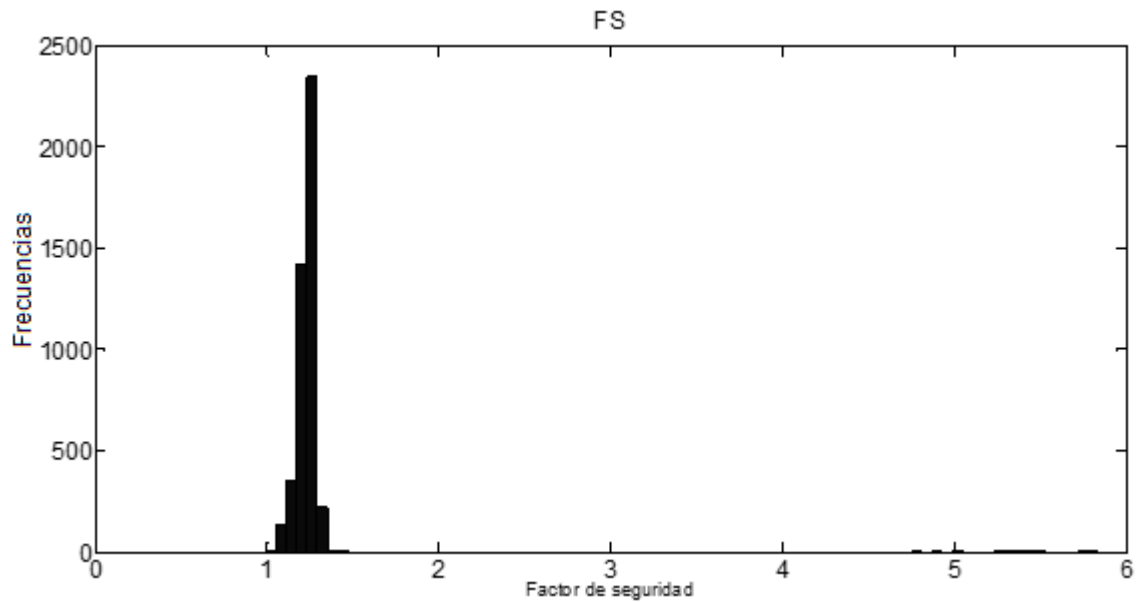


Figura 3.29 Histograma Factor de Seguridad

Esta variable es adimensional, muestra una media de 1.2049 y una desviación estándar de 0.0615. Es decir, tiene valores que van desde 1.1434 hasta 1.2664, al contar con la presencia simultánea de cargas vivas y sismos, considerando que se manejaron datos sin parametrizar. En la siguiente sección se analizarán los resultados obtenidos en este capítulo

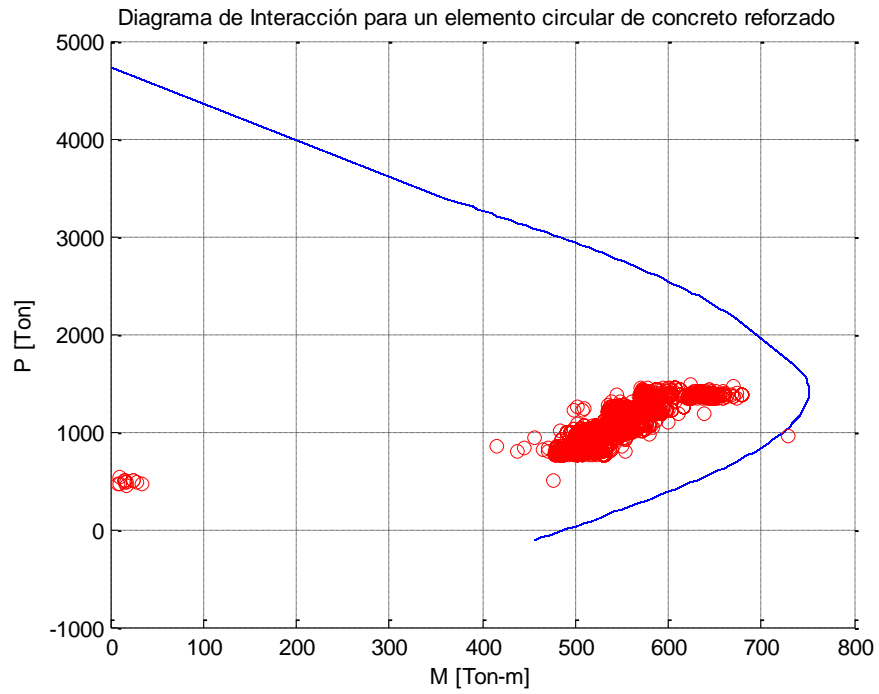


Figura 3.30 Diagrama de Interacción y Cargas Actuantes

La figura 3.30 muestra esquemáticamente la ubicación de la combinación de las cargas axiales y momentos flexionantes, dentro del diagrama de interacción.

## **CAPÍTULO 4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

La capacidad del modelo radica en el análisis para predecir o diagnosticar el comportamiento de la pila bajo las condiciones variables de interés. Es por esto, que se realizan cinco pruebas hipotéticas al modelo, revisando el comportamiento de los 12 nodos Hijos de la red. Las pruebas consisten en usar el valor de los percentiles 5, 50 y 95 a través de los escenarios que se enlistan a continuación.

1. Un modelo sin condicionar, es decir, sin evidencia en los nodos.
2. Mínima carga WT y mínima amplitud del sismo PGA.
3. Mínima carga WT y Máxima amplitud del sismo PGA
4. Máxima carga WT y Mínima amplitud del sismo PGA
5. Máxima carga WT y máxima amplitud del sismo PGA

Con los datos obtenidos del análisis del puente en SAP200, se generó una muestra de 2, 500, 000 con el programa UNIGRAPH de UNINET, para tener más información del comportamiento de las variables. Por lo tanto, en las siguientes páginas se muestra un análisis de los elementos mecánicos del puente, bajo los escenarios antes mencionados.

Con base en el estudio presentado en la sección de Combinaciones: Carga viva y Sismo, se analiza la presencia de las mismas en el puente, determinando si es benéfico o contraproducente la carga viva con respecto al amortiguamiento, haciendo referencia al Estudio de Nevada realizado por Wibowo, et al; (2013).

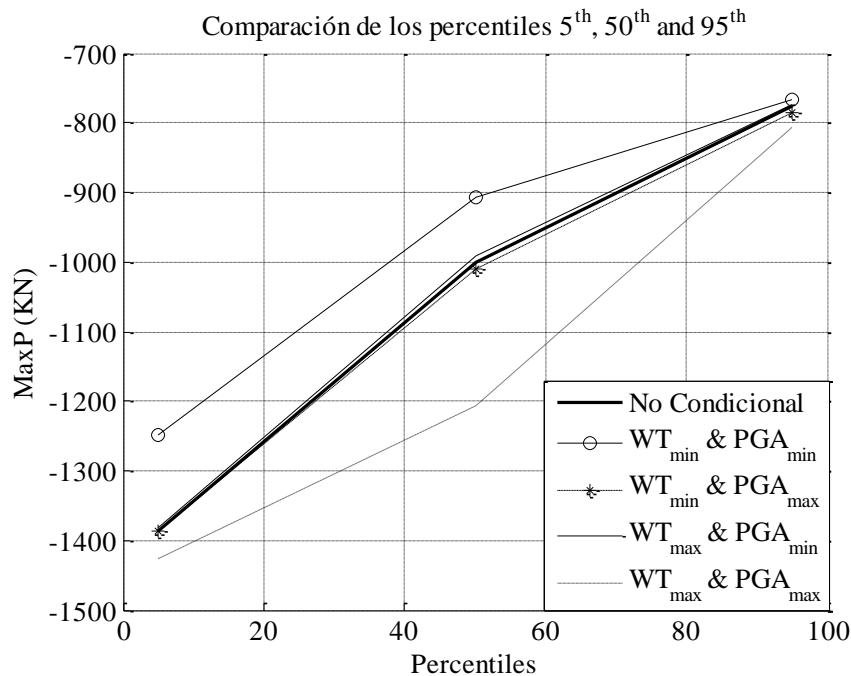


Figura 4.1 Comparación de percentiles, Carga Axial.

La respuesta de la estructura de Carga Axial Máxima (PMax) de la figura 4.1, la gráfica muestra que en el escenario de un sismo moderado con carga máxima se presenta efecto de amortiguamiento, es decir, es beneficioso la existencia de carga axial en el puente, comparado con el caso de acciones máximas, tanto de sismo como de carga viva o de carga mínima. Los resultados están en sintonía con los resultados obtenidos de un estudio realizado en la Universidad de Nevada en Reno.

La tendencia de las dos líneas superiores tiene una apariencia paralela en la mayor parte de su longitud y tienden a acercarse al menor efecto para la Carga Axial máxima, es decir disminuyen con respecto a la ordenada. La línea más gruesa es la respuesta de la estructura utilizando la distribución de probabilidad, sin la intención de generar un pronóstico con alguna acción en específico.

En contra parte, la línea que representa el sismo máximo (PGA) con carga total máxima (WT), en su posición cercana al percentil 50 muestra un valor cercano a -

1200 KN, es de mayor magnitud que la línea gruesa (sin condicionar) con un valor cercano a -1000KN, por lo tanto representa mayor magnitud para carga axial, es desfavorable para la estructura.

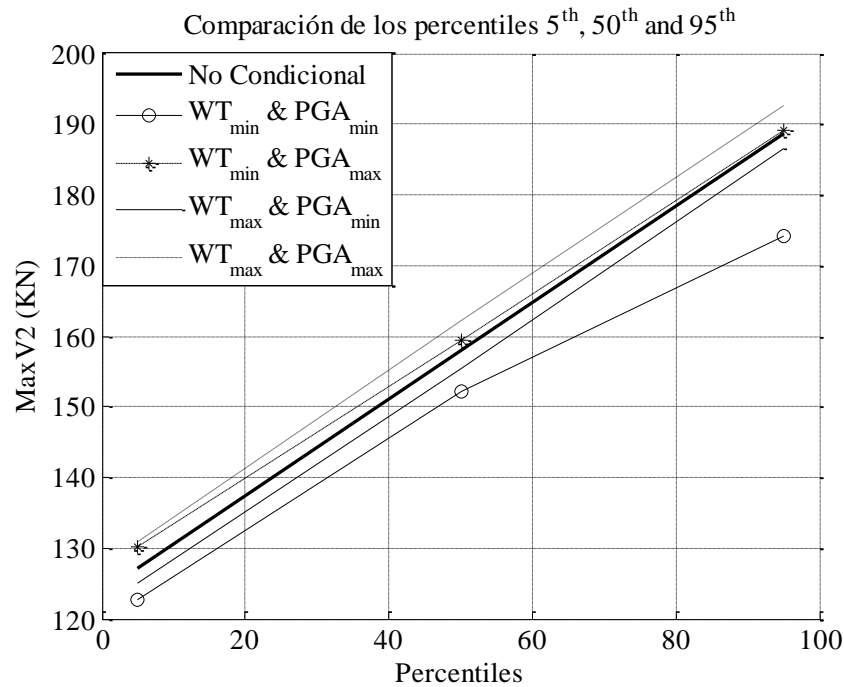


Figura 4.2 Comparación de percentiles, Cortante en Eje X.

El Cortante en el eje “X” (V2Max) de la figura 4.2 presenta combinación de carga máxima (WTmax) y carga mínima (WTmin) con un sismo moderado (PG Amin) respectivamente, las combinaciones son benéfica para la estructura, dado que están por debajo de las líneas sin condicionar. Esto representa que existe un efecto de amortiguamiento, la presencia de sismo moderado disminuye el efecto en la restricción del movimiento en el puente que produce la carga, estos resultados compaginan con lo que señala el estudio expuesto por Wibowo, et al; (2013).

Por otro lado, las combinaciones de sismo máximo (PGAmax) con carga máxima (WTmax) y mínima (WTmin) están por encima de la línea sin condicionar, es decir,

con respecto a eje de las ordenadas tienen mayor magnitud a lo largo de los percentiles 5, 50 y 95. No presentan un efecto de amortiguamiento.

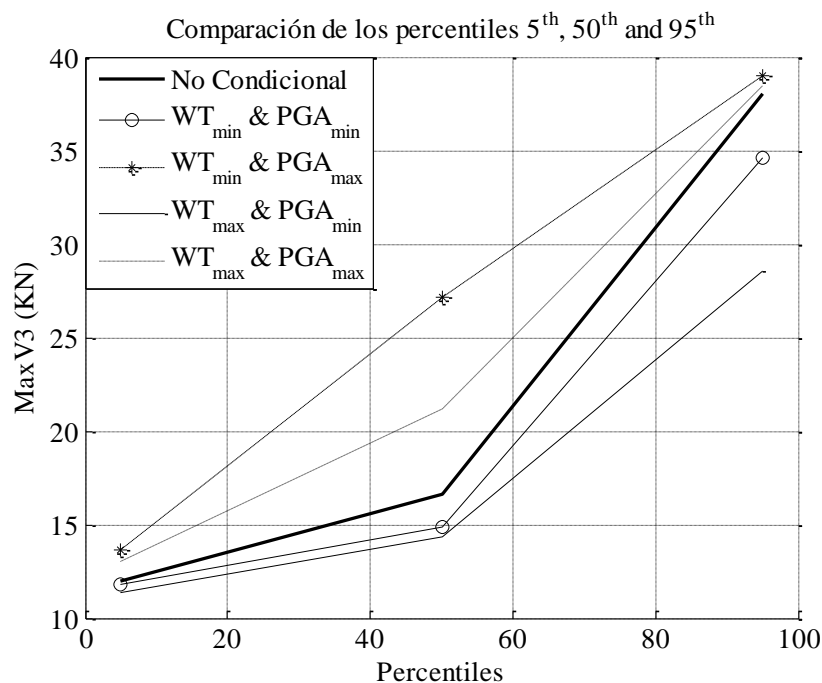


Figura 4.3 Comparación de percentiles, Cortante en Eje Y.

En la figura 4.3 el Cortante en el eje “Y” (V3Max) en la dirección longitudinal del puente está en sintonía con el estudio mostrado en Nevada, dado que al presentarse máxima carga (WTmax) con sismo mínimo (PGAmin) se demuestra el efecto de amortiguamiento. La variación de la carga viva con sismos moderados, reduce el cortante.

Por otro lado, la carga máxima (WTMax) con sismo importante (PGAMax) está en la misma sintonía con respecto a carga mínima (WTMin) y sismo máximo (PGAMax), dado que al presentarse mínima carga con un sismo importante, no hay restricción en el movimiento para el elemento, caso contrario al presentarse el

mismo sismo importante con carga máxima, esta vez, se amortigua el movimiento, la vibración en el puente al estar carga máxima simultáneamente.

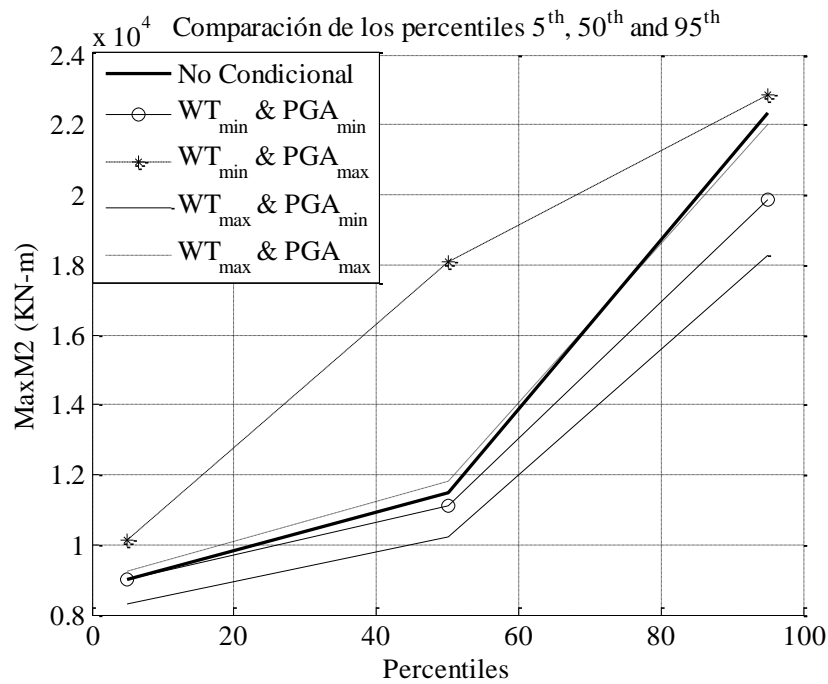


Figura 4.4. Comparación de percentiles, Momento Flexionante en Eje X

En la figura 4.4 al presentarse Máxima Carga Viva (WTMax) con Sismo Mínimo (PGAmin), el puente experimenta un efecto de amortiguamiento, dado que la columna disminuye la restricción del movimiento en la cara transversal del elemento, el autor interpreta que un lado queda levantado con respecto al opuesto, es decir se flexiona. Además existe un “paralelismo” entre las combinaciones de mínimo sismo (PGAmin) con máxima (WTmax) y mínima carga viva (WTmin) respectivamente, se presenta una magnitud cercana a uno para ambos casos, mientras que la línea de la distribución normal se acerca a 1.2.

Un sismo moderado es benéfico en comparación con un sismo intenso, como la lógica nos haría pensar, esto es independiente de la magnitud de las cargas vivas.



Por otro lado, el sismo máximo con cargas vivas o mínimas o altas, están en perjuicio del elemento, ya que están por arriba de la línea sin condicionar, lo que se refiere en mayores momentos flexionantes.

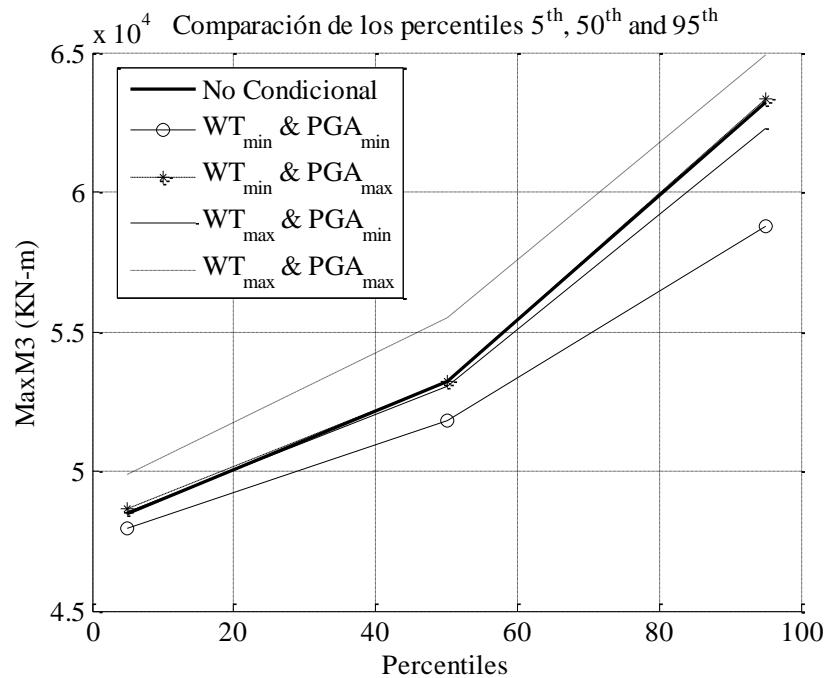


Figura 4.5 Comparación de percentiles, Momento Flexionante en Eje Y.

La figura 4.5 para el caso del Momento Flexionante en el eje Y (M3max) muestra la tendencia del efecto de amortiguamiento, debido a que la combinación de carga total máxima (WTmax) con sismo mínimo (PGAmin) está por debajo de la línea sin condicionar, al igual que la combinación de mínima carga total y mínimo sismo.

En este caso, la línea de mínimo sismo (PGAmin) con carga total máxima (WTmax) está muy cercana a la línea sin condicionar del percentil 5 al 50, lo que muestra que el 50 % de los datos no representa un cambio significativamente en el comportamiento del elemento.

Por otro lado, la combinación de máxima carga (WTmax) junto con sismo máximo (PGAmáx) es la que presenta mayores magnitudes para el momento flexionante en el eje transversal, es decir a menos que no haya una combinación de cargas intensas no representa una respuesta a considerar para el análisis de la estructura, ya que es en eje.

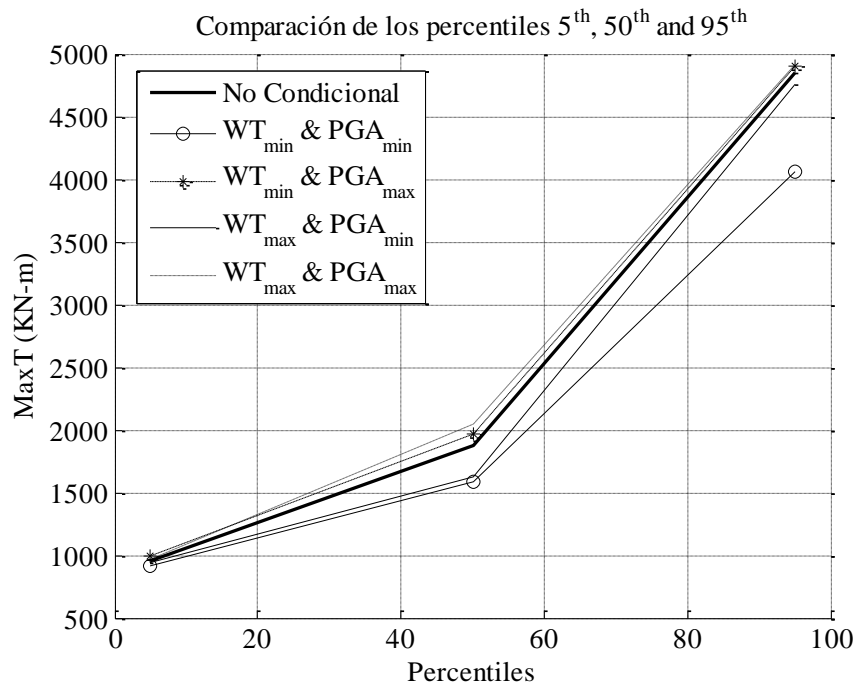


Figura 4.6 Comparación de percentiles, Momento Torsionante.

En la figura 4.6 el caso mínimo – mínimo presenta la menor magnitud de momento torsionante, mostrando el beneficio del sismo con respecto los datos sin condiciones de la línea gruesa. En segundo lugar, se cumple la premisa del estudio de Nevada, de cargas máximas sismos moderados que amortiguan el efecto de las cargas para la estructura. Por otro lado, las cargas máximas para sismo y carga viva presentan el mayor grado de torsión y para cuando disminuye la carga viva decrece la torsión.

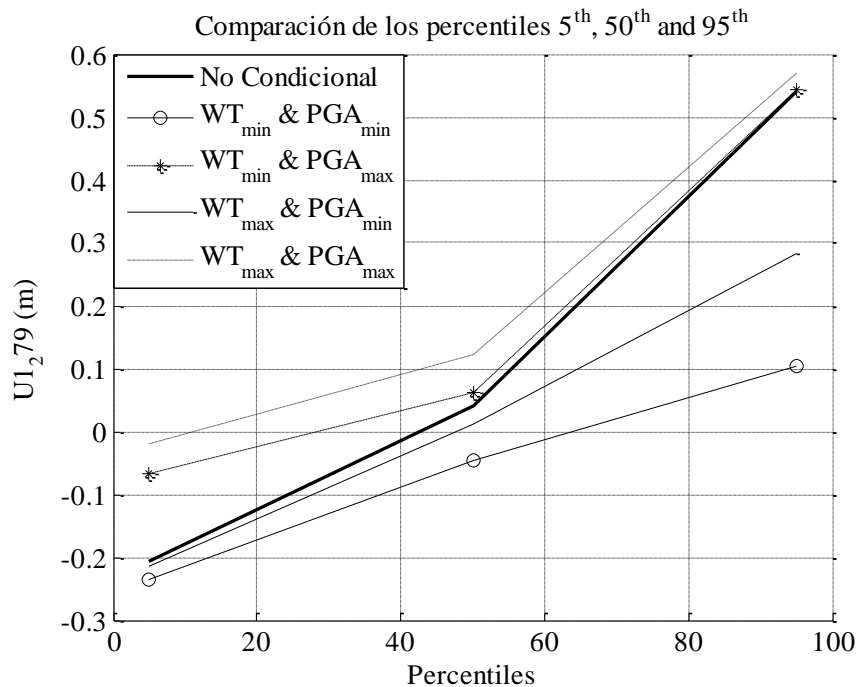


Figura 4.7 .Comparación de percentiles, Desplazamiento en el Eje X.

Para la figura 4.7 el caso del desplazamiento  $U_1$  en el eje “X”, la premisa del estudio de Nevada sobre el beneficio de cargas vivas máximas y sismos moderados provocan amortiguamiento para la estructura, se comprueba que para esa misma condición de carga (carga viva máxima y sismo moderado), se encuentra muy cercana al eje de desplazamiento, o sea, eje cero. Mientras que para los demás casos no se encuentra relación con el estudio de Nevada.

El signo en el eje de las ordenadas en la gráfica, indica el desplazamiento, en el sentido de la variable, este caso es en la dirección longitudinal para el puente, lo que significa que el caso de Máx-Máx y Min-Min que se encuentran en los extremos, estos sufren los mayores desplazamientos.

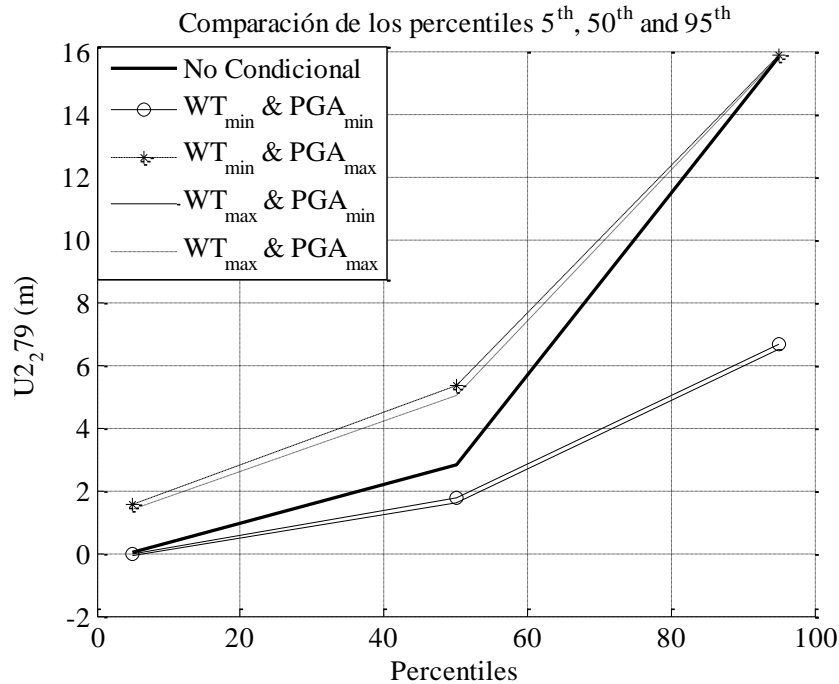


Figura 4.8 Comparación de percentiles, Desplazamiento en Eje Y

Para el desplazamiento en el eje “Y” U2, se encuentra que, el menor desplazamiento en el eje transversal del puente es para el caso de máxima carga viva y mínimo sismo, este a su vez, es el caso que reporta Wibowo, et al; (2013) en el estudio de Nevada, por lo tanto, se presenta el efecto de amortiguamiento para este caso.

Sin embargo el caso de máximo sismo con carga viva máxima y mínima respectivamente, está por la línea sin condicionar, muestra que existe un desplazamiento mayor en ambos casos, mientras el caso de amortiguamiento se encuentra cerca de la línea de 1.8 m; el caso de mínimo-máximo esta aproximadamente en 5.3 m. El eje de las ordenadas se lee de manera similar al caso U1 pero en el eje transversal.

Para el caso de la figura 4.9, es la respuesta más significativa de los elementos mecánicos. Para el desplazamiento en el eje “Z” U3, el eje de las ordenadas se

refiere hacia donde ocurre el desplazamiento, puesto que el negativo significa que la columna se comprime y el positivo que se alarga, se podría decir, quedaría flotando la superestructura.

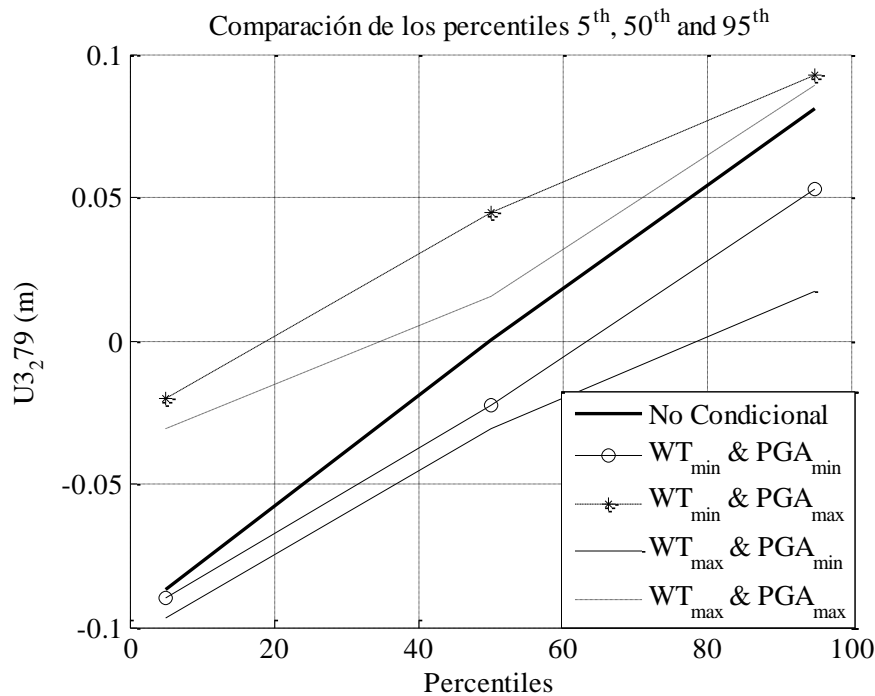


Figura 4.9 Comparación de percentiles, Desplazamiento en Eje Z.

La grafica anterior muestra la tendencia más clara sobre el comportamiento de amortiguamiento realizado en Nevada. Al encontrar carga viva vehicular máxima en el puente y la ocurrencia simultánea de sismo mínimo, el puente sufre un desplazamiento vertical de contracción, amortiguando el elemento mediante la carga viva, es decir, restringe los grados de libertad para la estructura.

En la misma tendencia del amortiguamiento se encuentra la situación de mínimas cargas, pero de menor magnitud absoluta que para el caso anterior. Esto representa que la carga libera ligeramente al puente de un desplazamiento en compresión.

Sin embargo, el caso de mínima carga total y sismo máximo es el más desfavorable para el desplazamiento en el eje “z” y por lo tanto para toda la estructura, ya que queda vulnerable al efecto del temblor.

Esta variable, da como conclusión un que el estudio realizado en esta investigación se encuentra en tendencia con estudios a nivel internacional y sobre todo con el estudio experimental realizado en Nevada.

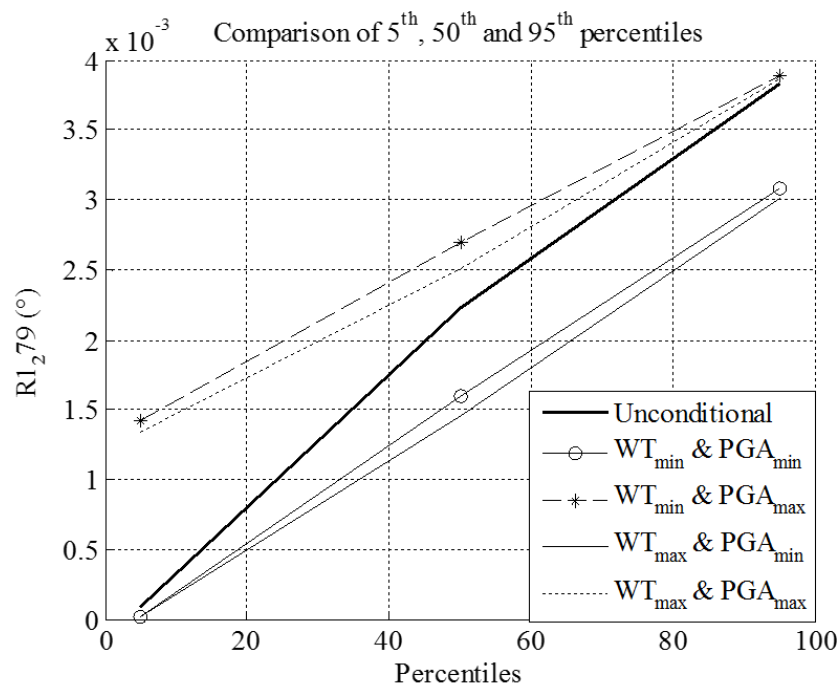


Figura 4.10 Comparación de percentiles, Giros en eje longitudinal del puente.

Para los Giros ( $R1$ ) en el eje longitudinal al puente, el caso máxima carga viva – mínimo sismo es el que sufre menor giro con respecto a los demás, es decir la carga limita el movimiento del elemento ocasionado por el sismo. Esto se da a partir de que el puente está restringido en los extremos del eje longitudinal del puente, es decir los estribos del puente restringen.

Mientras que, para el caso más desfavorable de la carga mínima y sismo máximo, ocurre lo contrario, debido a que la mayor fuerza es ejercida a través de temblor y la carga mínima no ejerce una fuerza de gran magnitud de compresión en el suelo. En resumen, el caso de carga máxima y sismos moderados ejerce un efecto de amortiguamiento.

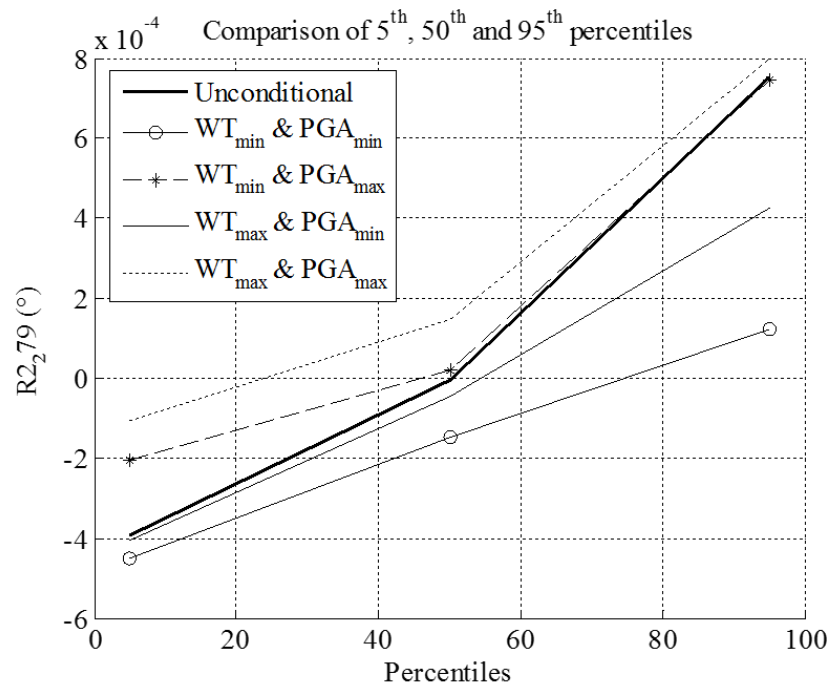


Figura 4.11 Comparación de percentiles, Giros en eje transversal del puente.

Para el caso del giro en dirección transversal del puente ( $R_2$ ), la línea que representa al escenario de Carga Máxima, Sismo Mínimo está por debajo de la línea que representa el espacio muestral sin condiciones especiales. En el Percentil 50, el caso más cercano al eje cero es el de mínimo – máximo, luego está el caso del estudio de Nevada. Por ende, con respecto a los casos de mínimo – mínimo y máximo – máximo existe amortiguamiento.

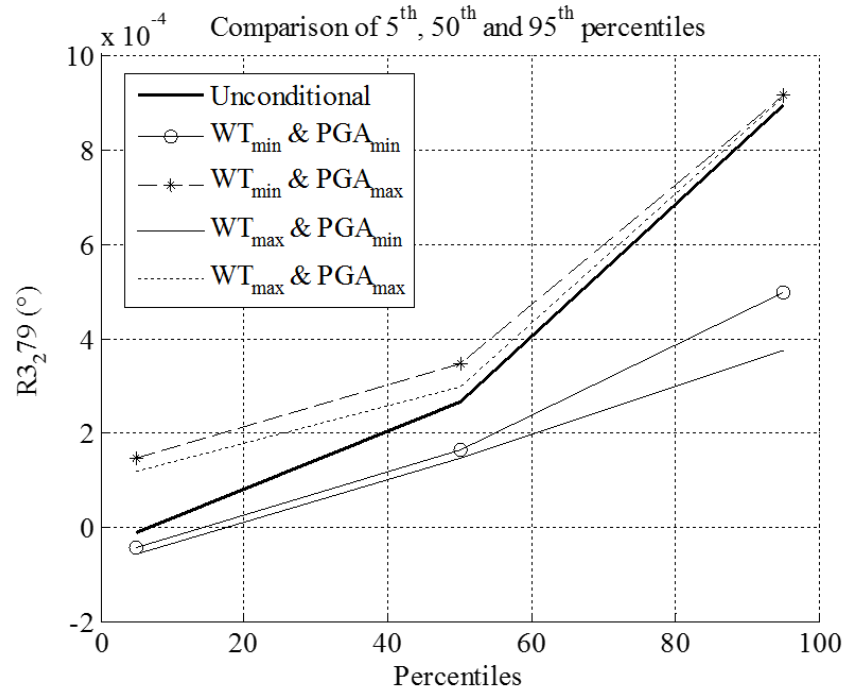


Figura 4.12 Comparación de percentiles, Giros en eje Z.

La variable de giro en el eje “Z” es representativa para el efecto de amortiguamiento explicado por Wibowo, et al; (2013). Dado que el caso de estudio Máximo – Mínimo es el que presenta menor movimiento de acuerdo con la gráfica anterior, se encuentra una alta restricción del movimiento por el peso vehicular de los camiones y el sismo tiene el efecto de inducir al giro, además, se observa que el giro se presenta en una sola dirección para las cuatro condiciones de carga.

Por otro lado, el caso más desfavorable de mínimo – máximo es el más volátil para realizar un giro, ya que se encuentra muy poca presión en el eje “Z” permitiendo el movimiento causado por el sismo intenso.



## CONCLUSIONES

Finalmente, ésta investigación ha demostrado la utilidad de las NPN, las cuales ofrecen una flexible pero poderosa herramienta para llevar a cabo análisis de riesgo basados en probabilidad. Además, los resultados previos representan una interesante respuesta para los tomadores de decisiones o dueños de los puentes y se espera que ellos puedan tomar mejores decisiones con respecto a la conservación de las estructuras. En resumen ellos pueden priorizar actividades de mantenimiento y crear una lista de elementos del puente que requieren reparación, basados en la simulación de varios escenarios generados con el modelo. Con esas ideas en mente la principal conclusión del estudio y la línea para una futura investigación serán reportadas a continuación.

Luego se analiza el factor de seguridad, al efectuar el cálculo de probabilidad de falla usando la Ecuación 2.29 resultando un valor de  $1 \times 10^{-4}$ , el cual está en sintonía con la literatura mundial, ya que la probabilidad de falla normalmente en puentes es de  $1 \times 10^{-6}$  según reporta Hernández (2015). Si bien es cierto el aumento en la probabilidad de falla no es el resultado esperado, se considera interesante, dado que en este caso se involucran las cargas actuantes simultáneamente cosa que no considera la probabilidad de falla aceptada mundialmente. También hay que reconocer que este es un estudio que se podría refinar más adelante, aumentando el número de simulaciones usadas para la estructura, obtener más datos en campo, calibrar las variables de entrada del modelo para que de todas las variables estén en sintonía. A pesar de esto, se cree firmemente que los resultados obtenidos son útiles para la toma de decisiones, y que los pasos seguidos en la investigación se pueden adaptar a otro tipo de obras.

Quizás el hallazgo más importante de la presente investigación, ratifica lo descrito en estudios similares previos, sobre el efecto de amortiguamiento crítico a la

estructura, pero ahora desde una perspectiva probabilística considerando un puente de concreto reforzado, el cual obtiene un valor de factor de seguridad mayor a 1.209.

La ocurrencia simultánea de cargas vivas y sismos en un puente es cada vez más probable, en virtud del aumento en el parque vehicular de las regiones, y la necesidad de mover personas y mercancías por las carreteras del país (Wibowo et al., 2013). Es así, que se decidió utilizar un enfoque probabilístico en este problema, lo que llevo al uso de una Red Bayesiana y Simulación de Mote Carlo, dando como resultado una red con dos entradas de datos (WT y PGA) y doce variables de salida.(desplazamientos, giros, carga axial, momentos flexionantes y momentos cortantes, todos con sus respectivas direcciones)

Es así que se tiene una red de 14 variables con datos estadísticos combinados entre todos mediante Simulaciones de Mote Carlo para determinar su distribución de probabilidad En cuanto a las variables, PGA se representó con una distribución discreta y las demás con distribuciones continuas

En el presente trabajo se elaboró un estudio que evalúa el factor de seguridad de la pila de un puente a través de la red bayesiana. De manera específica se analizó una estructura ubicada en la carretera “Toluca – Palmillas”, obteniendo los planos estructurales para la replicación de un modelo computacional de análisis. La elección de la carga vehicular también es con valores reales, con TDPA aforado en Rotterdam, Holanda mediante el sistema Weight In Motion y sismos a través de acelerogramas captados por el Centro de Investigación de Ingeniería de Sismos del Pacifico (siglas en inglés PEERC). El análisis estructural se realizó en tres dimensiones mediante el método de integración directa para conocer los elementos mecánicos inducidos por la existencia conjunta de sismos y cargas vivas.

Se realizaron simulaciones, se crearon distribuciones de probabilidad de las variables cargas actuantes y resistencias, que se combinaron para obtener la distribución de probabilidad del factor de seguridad de la pila bajo análisis. Los resultados reflejan que el factor disminuye ante ocurrencia de sismos considerables, pero que al haber tránsito pesado con sismos moderado existe un efecto de amortiguamiento benéfico para el puente. Estos resultados comprueban estudios previos, donde concluyen que el efecto de cargas y sismos es favorable para la estructura.

En el presente trabajo se obtuvieron 4 conclusiones particulares sobre las ventajas de las redes bayesianas para la solución de modelos.

- La recolección de datos para este tipo de redes no requiere gran complejidad, la oportunidad de recolección de datos durante de vistas de inspección es considerada sencilla
- Se puede ir en las dos direcciones de la red, es decir con la probabilidad total hacer un pronóstico y con el teorema de Bayes un diagnostico
- Posibilidad de utilizar sus resultados como la base para la creación de nuevos códigos de diseño.

## RECOMENDACIONES Y TRABAJO FUTUROS.

El enfoque probabilístico de cargas y sismos simultáneos aún se puede seguir desarrollando para mejorar el presente estudio. Una extensión para esta investigación es el análisis de otro elemento estructural o más de un elemento en conjunto para conocer las probabilidades de ocurrencia de las consecuencias en una obra.

Se utilizó un simplificado modelo no-lineal, que determina los elementos mecánicos, este es susceptible de mejoras, por ejemplo el adecuado modelado de los apoyos de neopreno para el cabezal.

La evaluación del daño hacia la estructura, es invariante en el tiempo, un modelado mejor desarrollado involucra la evolución de este mecanismo a lo largo del tiempo, considerando una posible falla por fatiga. Esto se podría evaluar gracias a las redes bayesianas con redes dinámicas que capturan la variación del tiempo en sus nodos.

Se puede agregar como variable el tipo de suelo para la interacción con la cimentación y posteriormente ejecutar el modelo con la probabilidad de ocurrencia con socavación. Hay que agregar un modelo que permita la interacción con los cotos de construcción y mantenimiento, asociado con el factor de seguridad para optimizar la inversión desde un punto de vista económico, esto a través de diagramas de influencia.

Así, se espera conjuntar un modelo que permita la evaluación de cargas simultáneas con peligros naturales relacionados a un puente vehicular.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Díaz, M. J., Sereno, Á. J. D. J. Y Guerrero, J. M. J., 2006. *"Algunas Deficiencias De Puentes Sísmicamente Vulnerables"*.. Puerto Vallarta, Jalisco.: Sociedad Ilexicana De Ingeniería Estructural.
- Hernández Quinto, I. E. Y Campos De La Fuente. , L. C., 2008. *Daños Frecuentes Originados Por Sismo En Los Puentes De La Red Federal Mexicana*, Veracruz, Ver.: Sociedad Mexicana De Ingeniería Estructural.
- American Association Of State Highway And Transportation Officials, 2012. *Aashto Lrfd Bridge Desing Specifications*. 6ta Ed. Washington, Dc: Aastho.
- Anon., 2004. *Normas Tecnicas Complementarias Para El Diseño Y Construcción De Estructuras De Concreto*.
- Aviram, A., Mackie, K. R. Y Stojadinović, B., 2008. *Guidelines For Nonlinear Analysis Of Bridge Structures In California*, California Department Of Transportation: S.N.
- Bernard, A. D. D. L., 2001. *Tesis De Maestría "Desarrollo De Un Modelo De Cargas Vivivas Vehiculares Para El Diseño De Puentes En México"*. D.F: UNAM.
- Bitrán, D. B., 2001. 2.1 Sismos. En: V. R. Radilla, Ed. *Características Del Impacto Socioeconómico De Los Principales Desastres Ocurredos En México En El Periodo 1980-99*. 1° Ed. México, D.F.: Cenapred, Pp. 43-45.
- Bs 8800, 1996. *Guide To Occupational Health And Safety Management Systems*. Uk: British Standard Institutions (Bsi).
- Cfe, 1993. *Manual De Diseño De Obras Civiles*. S.L.:S.N.
- Cuevas, G. Ó. M., 2005. Las Estructuras De Concreto. En: *Aspectos Fundamentales Del Concreto Reforzado*. México: Limusa, P. 802.
- Das, B., 2012. *Fundamentals Of Geotechnical Engineering*,. S.L.:Cengage Learning.
- Díaz, E E. M., 2002. Estudio De Las Causas Del Colapso De Algunos Puentes En Colombia. *Ingeniería Y Universidad*, 6(1), Pp. 33-48.

- Díaz-Emparanza, I., 1995. Selección Del Número De Replicaciones En Un Estudio De Simulación. *Estadística Española*, 37(140), Pp. 497 - 509.
- Dirección General De Servicios Técnicos, 2016. *Manual De Proyecto Geométrico De Carreteras*. S.L.:Sct.
- Elishakoff, I., 1999. *Probabilistic Theory Of Structures*,. 2nd Ed Ed. S.L.:Dover Publications.
- Faber, M. H., 2006. *Statistics And Probability Theory*. Novena Ed. S.L.:John Wiley Y Sons..
- Faber, M. H., 2009. *Risk And Safety In Engineering*, S.L.: Eth.
- Ghosh, J., Caprani, C. C. Y Padgett,, J. E., 2013. "Influence Of Traffic Loading On The Seismic Reliability Assessment Of Highway Bridge Structures.". *Journal Of Bridge Engineering*, 19(3).
- Gómez Soberón, C., Barrera Bautista, . L. A. Y Miranda Cid , D., 2006. *Metodología De Estimación Preliminar De La Vulnerabilidad De Puentes Basada En Procedimientos De La Secretaría De Comunicaciones Y Transportes. Aplicación A Puentes Carreteros Del Pacífico*..
- Hanea, A. M., 2006. Hybrid Method For Quantifying And Analyzing Bayesian Belief Nets. *Quality And Reliability Engineering International*, 22(6), Pp. 709-729.
- Hellebrandt, L., Blom, C. B. M. Y Steenbergen, . R., 2014. *Probabilistic Traffic Load Model For Shortspan City Bridges*. S.L.:S.N.
- Hernández Quinto, I. E., 2010. *Normativa Nacional De Cargas Vivas En Puentes*. León, Gto, México.: Sociedad Mexicana De Ingeniería Estructural.
- Hida, S. E., 2007. "Statistical Significance Of Less Common Load Combinations.". *Journal Of Bridge Engineering*, 12(3), Pp. 389-393.
- Imhof, D., 2004. *Risk Assessment Of Existing Bridge Structures*. [En Línea] Available At: [Http://Www.Nbq.Ch/Daniel/Professional/Cued/Daniel/Docs/Websummary.Pdf](http://Www.Nbq.Ch/Daniel/Professional/Cued/Daniel/Docs/Websummary.Pdf) [Último Acceso: 23 08 2016].

- Kawatani, M., Kim, C. W. Y Yasui, K., 2007. *"Seismic Response Of A Highway Bridge Under Traffic Loadings"*. Wairakei: Proceedings Of Pacific Structural Steel Conference 2007: Steel Structures In Natural Hazards.
- Kotz, S., Read , C. B., Balakrishnan, N. Y Vidakovic, B. Edits., 2005. *Encyclopedia Of Statistical Sciences*. 2da Ed. Hoboken, New Jersey: Wiley-Interscience By John Wiley Y Sons, Inc..
- Liang, Z. Y Lee, G. C., 2013. "Bridge Pier Failure Probabilities Under Combined Hazard Effects Of Scour, Truck And Earthquake. Part Ii: Failure Probabilities.". *Engineering And Engineering Vibration*, 12(2), Pp. 241-250.
- Madsen, H. O. K. Y N, C. L., 1986. *Methods Of Structural Safety*. S.L.:Prentice-Hall.
- Martínez, L. H. M., 2014. *Tesis De Licenciatura "Una Red Bayesiana Como herramienta Para La Toma De Decisiones En Puentes Vehiculares"*. Toluca: Uaemex.
- Mendoza Díaz, A. Y Cadena Rodríguez,, A., 1991. *Estudio De Pesos Y Dimensiones De Los Vehiculos Que Circulan Sobre Las Carreteras Mexicanas..* S.L.:S.N.
- Morales-Nápoles, O., Delgado-Hernández, D. J., De-León-Escobedo,, D. Y Arteaga-Arcos, J. C., 2014. A Continuous Bayesian Network For Earth Dams' Risk Assessment: Methodology And Quantification.. *Structure And Infrastructure Engineering*, Volumen 10, Pp. 589-603.
- National Safety Commission, 2007. *"Thenational Safety Commission Alerts: Nation's Road Infrastructure Under Great Stress."*. [En Línea] Available
- Nielsen, T. D. Y Jensen, F. V., 2009. *Bayesian Networks And Decision Graphs*. S.L.:Springer Science Y Business Media.
- Pearl, J., 1988. *Probabilistic Reasoning In Intelligent Systems*. S.L.:Morgan Kaufman Publishers.
- Rascón Chavez, O., 1999. *Modelo De Cargas Vivas Vehiculares Para Diseño Estructural De Puentes En México*. S.L.:Instituto Mexicano Del Transporte.
- Real Academia Española, 2016. *Real Academia Española*. [En Línea] Available

- Scheer, . J., 2011. *Failed Bridges: Case Studies, Causes And Consequences*. S.L.:John Wiley Y Sons.
- Schmidt Díaz , V. Y Quirós Serrano, C., 2007. Caracterización De Los Registros Acelerográficos Obtenidos En El Laboratorio De Ingeniería Sísmica De La Universidad De Costa Rica. *Ingeniería*, 17(3), Pp. 27-41.
- Shaban, N. Y Otros, 2015. "Vehicle Effects On Seismic Response Of A Simple-Span Bridge During Shake Tests.". *Earthquake Engineering Y Structural Dynamics*, 44(6), Pp. 889-905.
- Sugiyama, I., Kameda, H., Sasaki, N. Y \_Kawakita, S., 1990. "*Dynamic Structure-Vehicle Interaction Of Highway Bridges And Its Implication To Seismic Design*", Lake Tahoe: Proceedings Of The 6th U.S.-Japan Bridge Engineering Workshop.
- Vargas, D. R., 2007. *Evaluación Simplificada De La Vulnerabilidad Sísmica De Puentes Urbanos*. 1° Ed. México, D.F.: Cenapred.
- Vidaud Quintana , E. Y De La Rosa Sánchez , . L., 2008. *Evaluación Estructural De La Superestructura De Puentes De Concreto Reforzado Ante La Acción De Cargas Vivas De Posible Ocurrencia*. Veracruz, S.N.
- Wibowo, H., Sanford, D. M., Buckle, I. G. Y Sanders, D. H., 2013. *The Effect Of Live Load On The Seismic Response Of Bridges*". Sacramento(California): S.N.



## **ANEXOS**

## ANEXO A. Códigos de programación.

Código de programación Modificar PesosSAP
<pre>B=3500 %Longitud del claro  %% Borrado de archivos  syscmdBorrar='del PUENTE555COPIA.\$2k' ; % Borra el archivo COPIA system(syscmdBorrar);  %% Cargar el sismo por analizar aleatoriamente  sismovvariable=12  switch sismovvariable case 1 %sismo='PUENTE2017_17.\$2k' sismo='PUENTE2017_1.\$2k' %CLYD PGA=0.5274; case 2 sismo='PUENTE2017_2.\$2k'; %CCLYD PGA=0.2729; case 3 sismo='PUENTE2017_3.\$2k'; %COR PGA=1.0267; case 4 sismo='PUENTE2017_4.\$2k'; %CS05 PGA=0.6588; case 5 sismo='PUENTE2017_5.\$2k'; %GAV PGA=0.6952; case 6 sismo='PUENTE2017_6.\$2k'; %GILB PGA=0.4472; case 7</pre>

```

sismo='PUENTE2017_7.$2k';
%LEX
PGA=0.4031;
case 8
sismo='PUENTE2017_8.$2k';
%LGPC
PGA=0.7832;
case 9
sismo='PUENTE2017_9.$2k';
%MGNP
PGA=0.2452;
case 10
sismo='PUENTE2017_10.$2k';
%TTR
PGA=0.9750;
case 11
sismo='PUENTE2017_11.$2k';
%TTR
PGA=0.8238;
otherwise
sismo='PUENTE2017_12a.$2k';
%Sin Sismo
PGA=0;
end

archivooriginal='PUENTE555_respaldo.txt'
archivodestino='PUENTE555.$2k'
% Copia el archivo original a otro llamado copia
syscmdCopiar=strcat('type',{ ' },archivooriginal,{ ' >' },{ ' ' },archivodestino);
syscmdCopiar=char(syscmdCopiar)
system(syscmdCopiar);
syscmdCopiar=strcat('type',{ ' },sismo,{ '>>' },{ ' ' },archivodestino);
syscmdCopiar=char(syscmdCopiar);
system(syscmdCopiar);
%system(syscmdCopiar);

%% Copiar el archivo con sismo en PUENTE555COPIA para posteriormente
agregarle los camiones

copyfile('PUENTE555.$2k','PUENTE555COPIA.$2k');

%% Abrir archivo $2k

fin = fopen('PUENTE555.$2k');
fout = fopen('PUENTE555COPIA.$2k','at');

%% Agregar al final del archivo modificado las cargas aleatorias

```

```

s='TABLE: "FRAME LOADS - POINT"'
fprintf(fout, '\n %s \n', s);

JJJ=[1; 2; 3; 4; 5; 6; 7; 8; 9]; % Vector auxiliar para nombrar los ejes

%% Cargas primer carril
load('Nine_axles_bridge')
A = axlevehicles16L;
clear axlevehicles16L

Po = rand*B; %Posicion aleatoria del eje 1
v = randi(length(A)); %Selecciona un vehiculo para obtener pesos y distancias
por ejes
AW1 = A(v,1:9); %Axle Weight

Pos1 = [Po Po+A(v,10)/1 Po+sum(A(v,10:11))/1 Po+sum(A(v,10:12))/1,...
Po+sum(A(v,10:13))/1 Po+sum(A(v,10:14))/1 Po+sum(A(v,10:15))/1,...
Po+sum(A(v,10:16))/1 Po+sum(A(v,10:17))/1]

K1=find(Pos1>B);
Pos1(K1)=Pos1(K1)-B;
K3=find(Pos1>B);

d1(1)=Pos1(1); % 1m de distancia del inicio de la barra al Eje 1
d1(2)=Pos1(2); % distancia del inicio de la barra al Eje 2
d1(3)=Pos1(3); % distancia del inicio de la barra al Eje 3
d1(4)=Pos1(4); % distancia del inicio de la barra al Eje 4
d1(5)=Pos1(5); % distancia del inicio de la barra al Eje 5
d1(6)=Pos1(6); % distancia del inicio de la barra al Eje 6
d1(7)=Pos1(7); % distancia del inicio de la barra al Eje 7
d1(8)=Pos1(8); % distancia del inicio de la barra al Eje 8
d1(9)=Pos1(9); % distancia del inicio de la barra al Eje 9

d11=d1/B % Divide las distancias entre el total para obtener DistRel

PesoEje1(1) =AW1(1)/1000; %Peso del eje 1 [Kg]
PesoEje1(2) =AW1(2)/1000; %Peso del eje 2 [Kg]
PesoEje1(3) =AW1(3)/1000; %Peso del eje 3 [Kg]
PesoEje1(4) =AW1(4)/1000; %Peso del eje 4 [Kg]
PesoEje1(5) =AW1(5)/1000; %Peso del eje 5 [Kg]
PesoEje1(6) =AW1(6)/1000; %Peso del eje 6 [Kg]
PesoEje1(7) =AW1(7)/1000; %Peso del eje 7 [Kg]
PesoEje1(8) =AW1(8)/1000; %Peso del eje 8 [Kg]
PesoEje1(9) =AW1(9)/1000; %Peso del eje 9 [Kg]

if rand<0.5; %Elige aleatoriamente la barra a cargar primero, ya sea 9 o 10

```

```

if numel(K1)==0;
for k=1:9; %Ciclo para asignar las cargas de los ejes a la barra 9
formatSpec= ' Frame=2 LoadPat=EJE1%i CoordSys=GLOBAL Type=Force
Dir=Gravity DistType=RelDist RelDist=%.4f AbsDist=%.4f Force=%.4f\n'
fprintf(fout, formatSpec, JJJ(k), d11(k), d1(k), PesoEje1(k));
end
else
for k=1:K1(1)-1; %Ciclo para asignar las cargas de los ejes a la barra 9
formatSpec= ' Frame=2 LoadPat=EJE1%i CoordSys=GLOBAL Type=Force
Dir=Gravity DistType=RelDist RelDist=%.4f AbsDist=%.4f Force=%.4f\n'
fprintf(fout, formatSpec, JJJ(k), d11(k), d1(k), PesoEje1(k));
end
for k=K1(1):9; %Ciclo para asignar las cargas de los ejes a la barra 10
formatSpec= ' Frame=86 LoadPat=EJE1%i CoordSys=GLOBAL
Type=Force Dir=Gravity DistType=RelDist RelDist=%.4f AbsDist=%.4f
Force=%.4f\n'

if length(K3)>0 yy k>K3(1)-1;
AW1(k)=0;
PesoEje1(k)=0;
end

fprintf(fout, formatSpec, JJJ(k), d11(k), d1(k), PesoEje1(k));
end
end

else
if numel(K1)==0;
for k=1:9; %Ciclo para asignar las cargas de los ejes a la barra 9
formatSpec= ' Frame=2 LoadPat=EJE1%i CoordSys=GLOBAL Type=Force
Dir=Gravity DistType=RelDist RelDist=%.4f AbsDist=%.4f Force=%.4f\n'
fprintf(fout, formatSpec, JJJ(k), d11(k), d1(k), PesoEje1(k));
end
else
if length(K1)>0;
for k=1:9; %Ciclo para asignar las cargas de los ejes a la barra 10
formatSpec= ' Frame=86 LoadPat=EJE1%i CoordSys=GLOBAL
Type=Force Dir=Gravity DistType=RelDist RelDist=%.4f AbsDist=%.4f
Force=%.4f\n'
if k>K1(1)-1;
AW1(k)=0;
PesoEje1(k)=0;
end
fprintf(fout, formatSpec, JJJ(k), d11(k), d1(k), PesoEje1(k));
end
end
end
end

```

```

end

%% Cargas segundo carril

Po = rand*B; %Posicion aleatoria del eje 1
v = randi(length(A)); %Selecciona un vehiculo para obtener pesos y distancias
por ejes
AW2 = A(v,1:9); %Axle Weight
Pos2 = [Po Po+A(v,10)/1 Po+sum(A(v,10:11))/1 Po+sum(A(v,10:12))/1,...
Po+sum(A(v,10:13))/1 Po+sum(A(v,10:14))/1 Po+sum(A(v,10:15))/1,...
Po+sum(A(v,10:16))/1 Po+sum(A(v,10:17))/1]

K2=find(Pos2>B);
Pos2(K2)=Pos2(K2)-B;
K4=find(Pos2>B);

% figure(1)
% clf
% plot(Pos2,AW2,'^r','MarkerSize',9)
% axis([0 B 200 35000])

d2(1)=Pos2(1); % 1m de distancia del inicio de la barra al Eje 1
d2(2)=Pos2(2); % distancia del inicio de la barra al Eje 2
d2(3)=Pos2(3); % distancia del inicio de la barra al Eje 3
d2(4)=Pos2(4); % distancia del inicio de la barra al Eje 4
d2(5)=Pos2(5); % distancia del inicio de la barra al Eje 5
d2(6)=Pos2(6); % distancia del inicio de la barra al Eje 6
d2(7)=Pos2(7); % distancia del inicio de la barra al Eje 7
d2(8)=Pos2(8); % distancia del inicio de la barra al Eje 8
d2(9)=Pos2(9); % distancia del inicio de la barra al Eje 9

d12=d2/B % Divide las distancias entre el total para obtener DistRel

PesoEje2(1) =AW2(1)/1000; %Peso del eje 1 [Kg]
PesoEje2(2) =AW2(2)/1000; %Peso del eje 2 [Kg]
PesoEje2(3) =AW2(3)/1000; %Peso del eje 3 [Kg]
PesoEje2(4) =AW2(4)/1000; %Peso del eje 4 [Kg]
PesoEje2(5) =AW2(5)/1000; %Peso del eje 5 [Kg]
PesoEje2(6) =AW2(6)/1000; %Peso del eje 6 [Kg]
PesoEje2(7) =AW2(7)/1000; %Peso del eje 7 [Kg]
PesoEje2(8) =AW2(8)/1000; %Peso del eje 8 [Kg]
PesoEje2(9) =AW2(9)/1000; %Peso del eje 9 [Kg]

if rand<0.5; %Elige aleatoriamente la barra a cargar primero, ya sea 15 o 16
if numel(K2)==0;
for k=1:9; %Ciclo para asignar las cargas de los ejes a la barra 15

```

```

formatSpec= ' Frame=5 LoadPat=EJE2%i CoordSys=GLOBAL Type=Force
Dir=Gravity DistType=RelDist RelDist=%.4f AbsDist=%.4f Force=%.4f\n'
fprintf(fout, formatSpec, JJJ(k), d12(k), d2(k), PesoEje2(k));
end

else

for k=1:K2(1)-1; %Ciclo para asignar las cargas de los ejes a la barra 15
formatSpec= ' Frame=5 LoadPat=EJE2%i CoordSys=GLOBAL Type=Force
Dir=Gravity DistType=RelDist RelDist=%.4f AbsDist=%.4f Force=%.4f\n'
fprintf(fout, formatSpec, JJJ(k), d12(k), d2(k), PesoEje2(k));
end

for k=K2(1):9; %Ciclo para asignar las cargas de los ejes a la barra 16
formatSpec= ' Frame=89 LoadPat=EJE2%i CoordSys=GLOBAL
Type=Force Dir=Gravity DistType=RelDist RelDist=%.4f AbsDist=%.4f
Force=%.4f\n'
if length(K4)>0 yy k>K4(1)-1;
AW2(k)=0;
PesoEje2(k)=0;
end

fprintf(fout, formatSpec, JJJ(k), d12(k), d2(k), PesoEje2(k));
end
end

else

if numel(K2)==0;
for k=1:9; %Ciclo para asignar las cargas de los ejes a la barra 15
formatSpec= ' Frame=5 LoadPat=EJE2%i CoordSys=GLOBAL Type=Force
Dir=Gravity DistType=RelDist RelDist=%.4f AbsDist=%.4f Force=%.4f\n'
fprintf(fout, formatSpec, JJJ(k), d12(k), d2(k), PesoEje2(k));
end
else
if length(K2)>0;
for k=1:9; %Ciclo para asignar las cargas de los ejes a la barra 16
formatSpec= ' Frame=89 LoadPat=EJE2%i CoordSys=GLOBAL
Type=Force Dir=Gravity DistType=RelDist RelDist=%.4f AbsDist=%.4f
Force=%.4f\n' ;
if k>K2(1)-1;
AW2(k)=0;
PesoEje2(k)=0;
end
fprintf(fout, formatSpec, JJJ(k), d12(k), d2(k), PesoEje2(k));
end
end
end

```

```
end  
end
```

```
%% Escribir la última línea en el archivo $2k y cerrar los archivos
```

```
ss='END TABLE DATA'  
fprintf(fout, '\n%s', ss);  
  
fclose(fin)  
fclose(fout)
```

### Código de programación Modificar Analizar Puente

```
%% Generar el archivo de entrada con sismo aleatorio y camiones aleatorios  
ModificarPesosSAP31Ago16
```

```
%% Abrir Sap
```

```
feature('COM_SafeArraySingleDim', 1);  
feature('COM_PassSafeArrayByRef', 1);  
SapObject = actxserver('sap2000.SapObject');  
SapObject.ApplicationStart;
```

```
%% Iniciar nuevo modelo
```

```
ret=SapObject.SapModel.InitializeNewModel;
```

```
%% Abrir modelo existente
```

```
ret =  
SapObject.SapModel.File.OpenFile('C:\Users\Mayra\Documents\Harold\04-  
MODEL COMPLETO-HINGE-PMM\PUENTE555COPIA.$2k');
```

```
%% Actualizar la vista del modelo en SAP
```

```
ret = SapObject.SapModel.View.RefreshView(0, false());
```

```
%% Correr el análisis en SAP
```

```
ret = SapObject.SapModel.Analyze.RunAnalysis();
```

```
%% Elegir la combinación de salida para los resultados
```

```
ret =  
SapObject.SapModel.Results.Setup.DeselectAllCasesAndCombosForOutput;
```



```

ret =
SapObject.SapModel.Results.Setup.SetComboSelectedForOutput('COMB1');

%% Extarer los elementos mecánicos de interés

j=713 % Elemento barra a analizar

%for j=NBarras;
Name=[' ' num2str(j)]
NumberResults = 0;
Obj = cellstr(' ');
Elm = cellstr(' ');
ElmSta = cellstr(' ');
ObjSta=cellstr(' ');
ACase = cellstr(' ');
StepType = cellstr(' ');
StepNum = zeros(1,1,'double');
P = zeros(1,1,'double');
V2 = zeros(1,1,'double');
V3 = zeros(1,1,'double');
T = zeros(1,1,'double');
M2 = zeros(1,1,'double');
M3 = zeros(1,1,'double');
ObjectElm = 0;

[ret,NumberResults, Obj, ObjSta, Elm, ElmSta, ACase, StepType, StepNum, P,
V2, V3, T, M2, M3]=SapObject.SapModel.Results.FrameForce(Name,
ObjectElm, NumberResults, Obj, ObjSta, Elm, ElmSta, ACase, StepType,
StepNum, P, V2, V3, T, M2, M3);

for jj=1:length(ElmSta);
    ElementosMecP(1,jj)=P(jj);
    ElementosMecV2(1,jj)=V2(jj);
    ElementosMecV3(1,jj)=V3(jj);
    ElementosMecT(1,jj)=T(jj);
    ElementosMecM2(1,jj)=M2(jj);
    ElementosMecM3(1,jj)=M3(jj);
end

%% Obtener los desplazamientos en los nodos

j=1245 % Nodo a analizar

    Name=[' ' num2str(j)]
    NumberResults = 0;
    Obj = cellstr(' ');
    Elm = cellstr(' ');

```

```

ACase = cellstr(' ');
StepType = cellstr(' ');
StepNum = zeros(1,1,'double');
U1 = zeros(1,1,'double');
U2 = zeros(1,1,'double');
U3 = zeros(1,1,'double');
R1 = zeros(1,1,'double');
R2 = zeros(1,1,'double');
R3 = zeros(1,1,'double');
ObjectElm = 0;
[ret, NumberResults, Obj, Elm, ACase, StepType, StepNum, U1, U2, U3,
R1, R2, R3] = SapObject.SapModel.Results.JointDispl(Name, ObjectElm,
NumberResults, Obj, Elm, ACase, StepType, StepNum, U1, U2, U3, R1, R2,
R3);

%DesplazamientosU1(1)=U1(2);
DesplazamientosU1(1)=U1(1);
DesplazamientosU2(1)=U2(1);
DesplazamientosU3(1)=U3(1);
GirosR1(1)=R1(1);
GirosR2(1)=R2(1);
GirosR3(1)=R3(1);

%% Desbloquear el modelo
ret=SapObject.SapModel.SetModelIsLocked(false);

%% Cerrar el modelo
ret = SapObject.ApplicationExit(false());
SapModel = 0;
SapObject = 0;

```

### Código de programación Puente

```

tic
clear;
clc;
NSim=1; % Simulaciones en Sap2000
MostrarHistograma=0; %Se usa para graficar histogramas, cuando

DatosRedPuente3D.sae no tiene encabezado 1=Si, 0=No

% Continúa la determinación de si existe el archivo
if exist('x')

```

```

Lx=length(x)
else
Lx=0
end

fileIDRed = fopen('DatosRedPuente3DSantos_22Mar17a.sae','a');

for kk=Lx+1:Lx+NSim;
    AnalisisPuente3DSantos
    MaxAmplitudAcelerograma=PGA; %Se obtiene de los sismos considerados
    WT=sum(AW1); % Calcula el peso total del camion 1 a partir del Axle Weight
    WT=WT+sum(AW2); % Calcula el peso total del camion 2 a partir del Axle
    Weight y lo suma al del peso 1
    WTA1=sum(AW1); %Peso total del camion en el carril 1
    WTA2=sum(AW2); %Peso total del camion en el carril 2
    ApL1=length(nonzeros(AW1)); %Número de ejes en el carril 1
    ApL2=length(nonzeros(AW2)); %Número de ejes en el carril 2
    MaxM2=(max(abs(ElementosMecM2.')) .* (2*(abs(min(ElementosMecM2.')) <
    max(ElementosMecM2.'))-1))
    MaxM3=(max(abs(ElementosMecM3.')) .* (2*(abs(min(ElementosMecM3.')) <
    max(ElementosMecM3.'))-1))
    MaxP=(max(abs(ElementosMecP.')) .* (2*(abs(min(ElementosMecP.')) <
    max(ElementosMecP.'))-1))
    MaxT=(max(abs(ElementosMecT.')) .* (2*(abs(min(ElementosMecT.')) <
    max(ElementosMecT.'))-1))
    MaxV2=(max(abs(ElementosMecV2.')) .* (2*(abs(min(ElementosMecV2.')) <
    max(ElementosMecV2.'))-1))
    MaxV3=(max(abs(ElementosMecV3.')) .* (2*(abs(min(ElementosMecV3.')) <
    max(ElementosMecV3.'))-1))

    fprintf(fileIDRed, ['%6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f,
    %6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f,
    %6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f,
    %6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f, %6.9f\n'], [MaxP MaxV2 MaxV3 MaxM2 MaxM3
    MaxT ElementosMecP(1,1) ElementosMecV2(1,1) ElementosMecV3(1,1)
    ElementosMecM2(1,1) ElementosMecM2(1,2) ElementosMecM2(1,3)
    ElementosMecM3(1,1) ElementosMecM3(1,2) ElementosMecM3(1,3)
    ElementosMecT(1,1) AW1(1) AW1(2) AW1(3) AW1(4) AW1(5) AW1(6) AW1(7)
    AW1(8) AW1(9) AW2(1) AW2(2) AW2(3) AW2(4) AW2(5) AW2(6) AW2(7)
    AW2(8) AW2(9) WT WTA1 WTA2 ApL1 ApL2 DesplazamientosU1(1)
    DesplazamientosU2(1) DesplazamientosU3(1) GirosR1(1) GirosR2(1)
    GirosR3(1) MaxAmplitudAcelerograma]);

end

fclose(fileIDRed);

```

```
%% Comienza la carga de datos para las gráficas preliminares
if MostrarHistograma==1;
```

```
load DatosRedPuede3DSantos.sae
DRP = DatosRedPuede3DSantos
```

```
%% Histograma Pesos Totales Camiones 1 y 2
```

```
subplot(2,3,[1,4]);
hist(DRP(:,27),30)
xlabel('Weight Vehicles 1 y 2 (Kg)'), ylabel('Frequency'),
title ('Weight Vehicles 1 y 2')
```

```
% Histograma Momentos Flexionantes columna 1
```

```
subplot(2,3,2);
hist(DRP(:,4),30)
xlabel('Max Bending Moments (Kg-m)'), ylabel('Frequency'),
title ('Bending Moments Column 23')
```

```
% Histograma Momentos al centro de la columna 2
```

```
subplot(2,3,3);
hist(DRP(:,8),30)
xlabel('Max Bending Moments (Kg-m)'), ylabel('Frequency'),
title ('Bending Moments Column 24')
```

```
subplot(2,3,5);
hist(DRP(:,1),30)
xlabel('Max Axial Load (Kg)'), ylabel('Frequency'),
title ('Max Axial Load Column 23')
```

```
% Carga Axial Columna 24
```

```
subplot(2,3,6);
hist(DRP(:,5),30)
xlabel('Max Axial Load (Kg)'), ylabel('Frequency'),
title ('Max Axial Load Column 24')
end
```

```
toc
```

## ANEXO B. Gráficas de Cargas Actuantes, Resistencias y Factor de Seguridad.

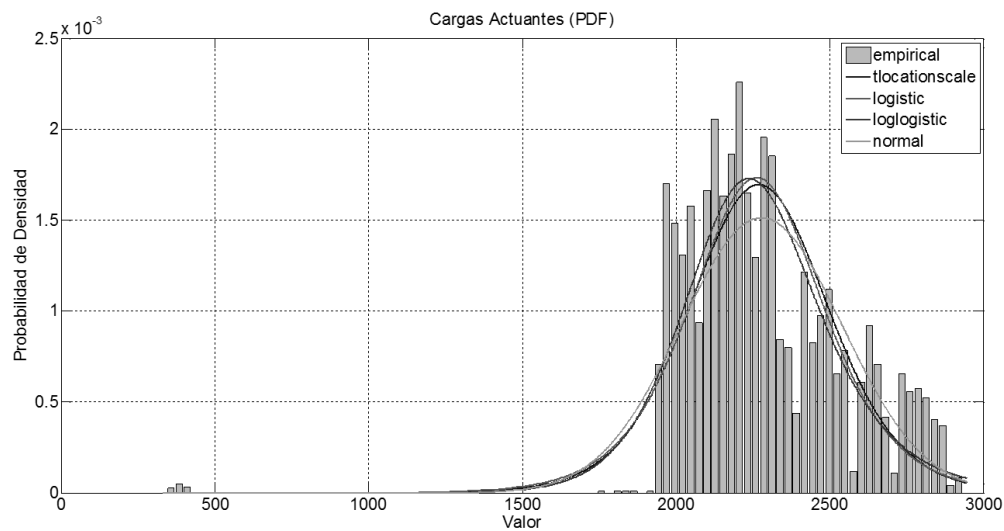


Figura A. 1 Grafica función de densidad de probabilidad para Cargas Actuantes.

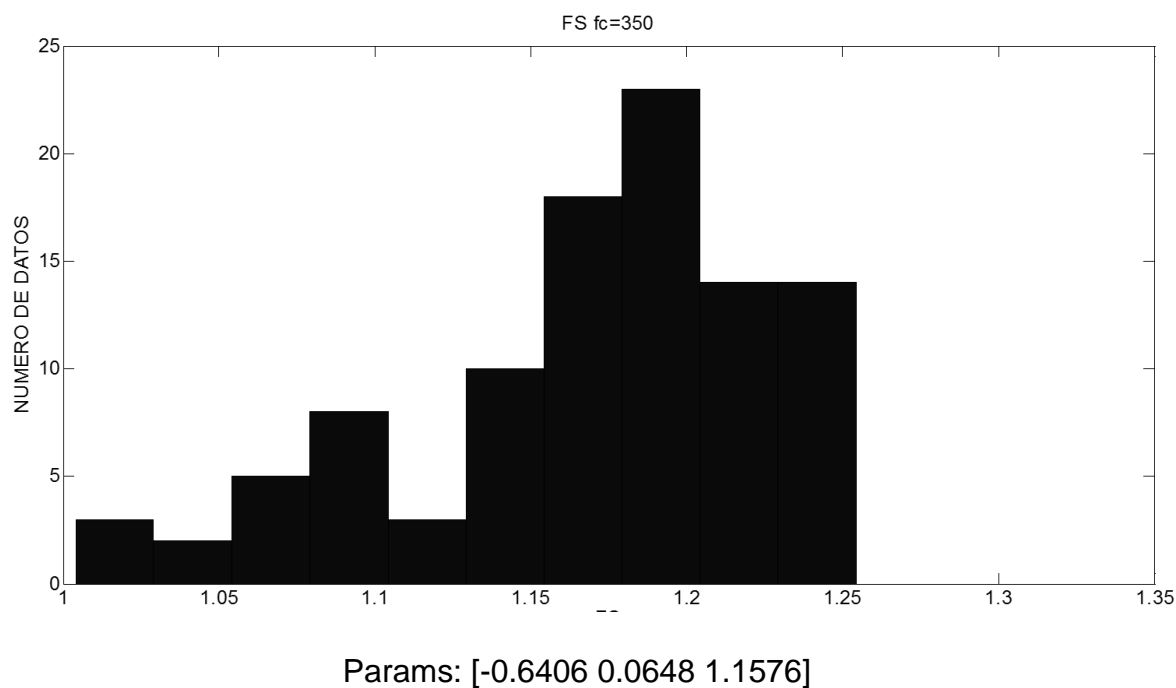


Figura A. 2 Histograma de frecuencias para Factor de seguridad  $f'_c = 350$  kg/cm<sup>2</sup>

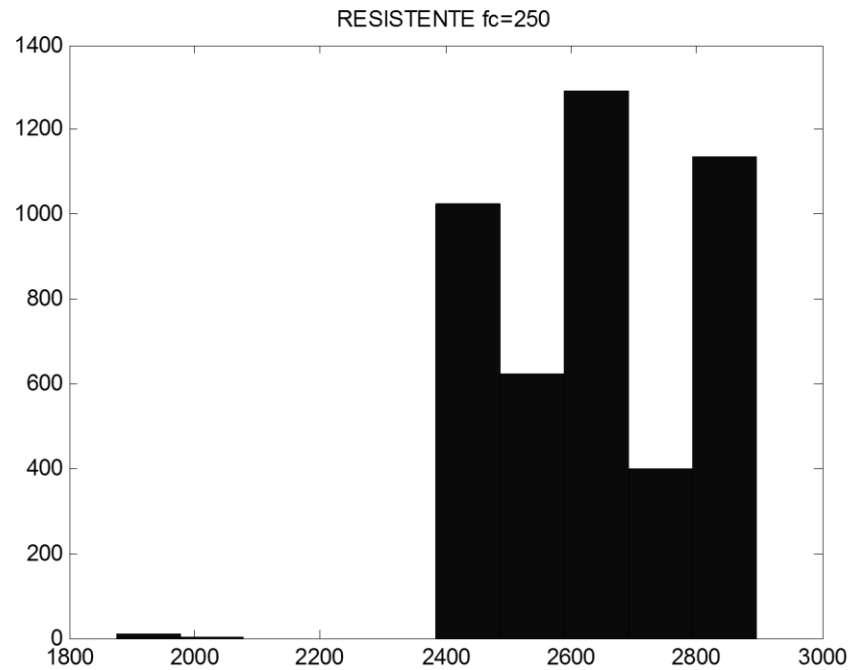


Figura A. 3. Histograma de frecuencias para carga resistente  $f'_c$  250 kg/cm<sup>2</sup>

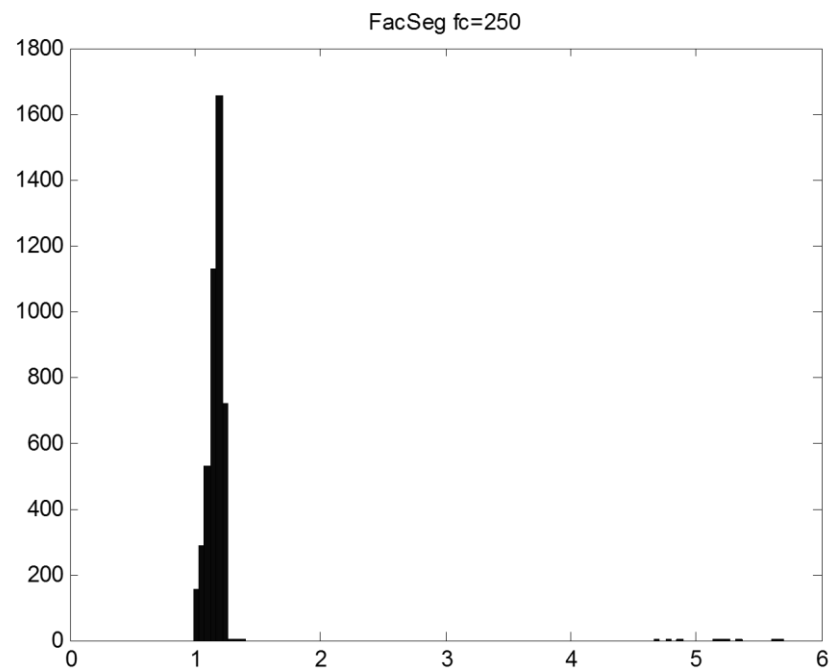
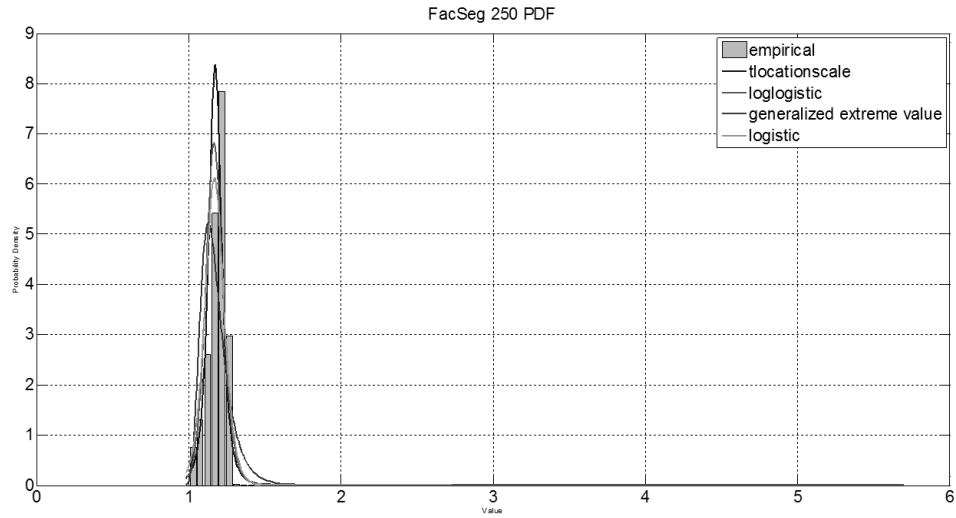


Figura A. 4. Histograma de frecuencias para factor de seguridad  $f'_c$  250 kg/cm<sup>2</sup>



[Media=0.0521, DE= 0.0707 1.1325]

Figura A. 5. Grafica de función de densidad de probabilidad para factor de seguridad  $f'c$  250 kg/cm<sup>2</sup>

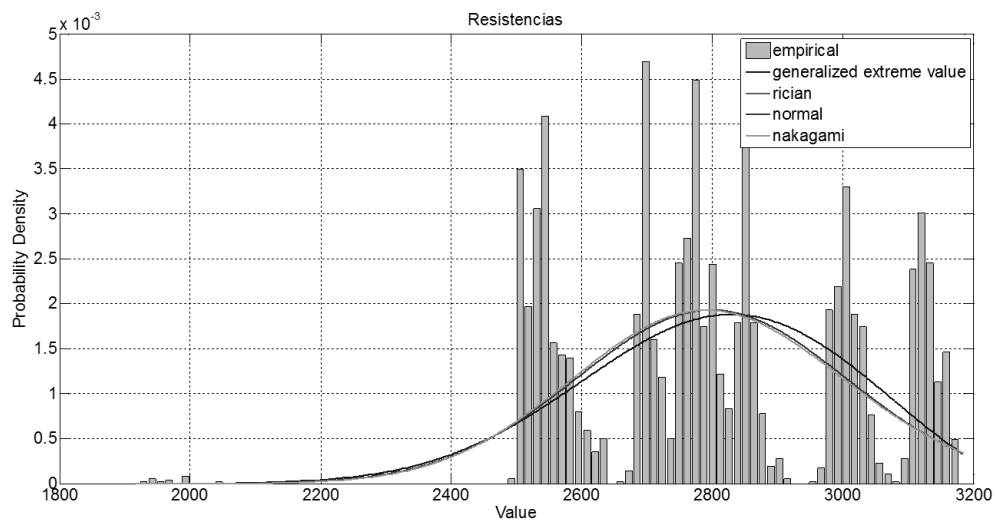


Figura A. 6. Grafica función de densidad de probabilidad para Resistencias

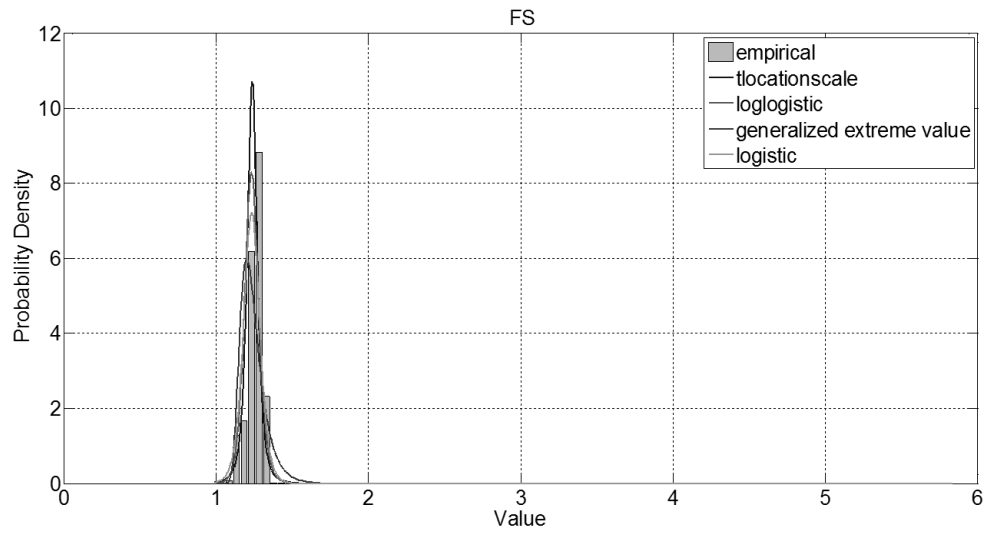


Figura A. 7. Grafica función de densidad de probabilidad para FS



## ANEXO C. Gráficas de Función de Densidad Acumulada.

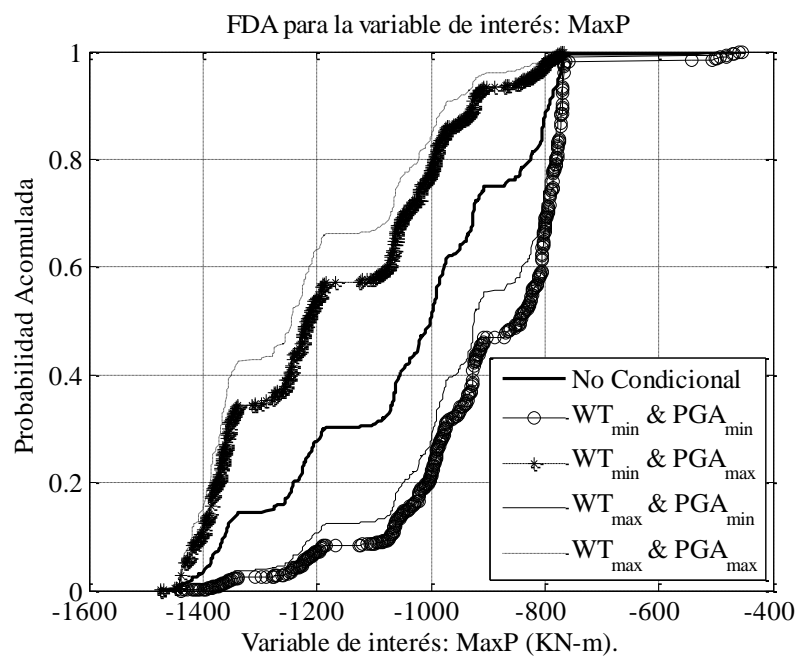


Figura A. 8. Grafica función de densidad acumulada MaxP.

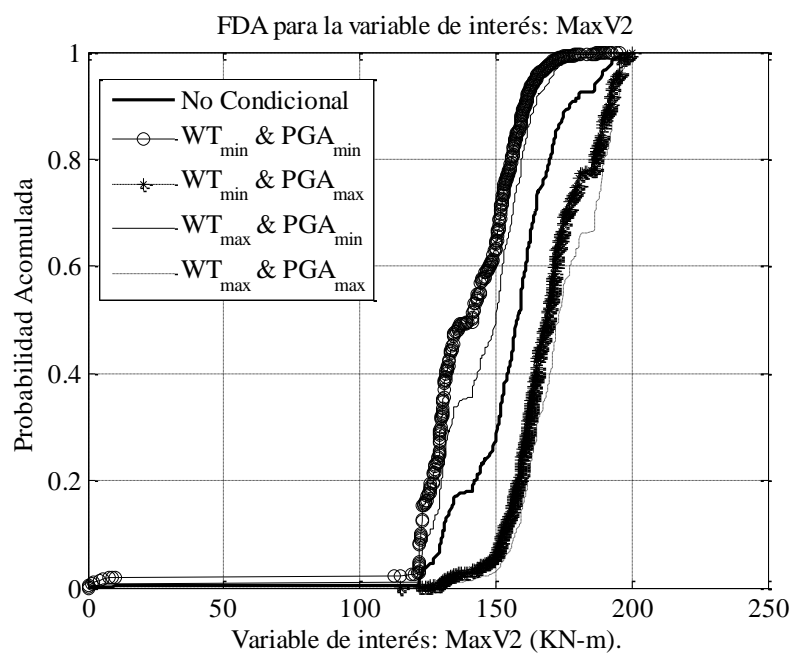


Figura A. 9. Grafica función de densidad acumulada MaxV2.

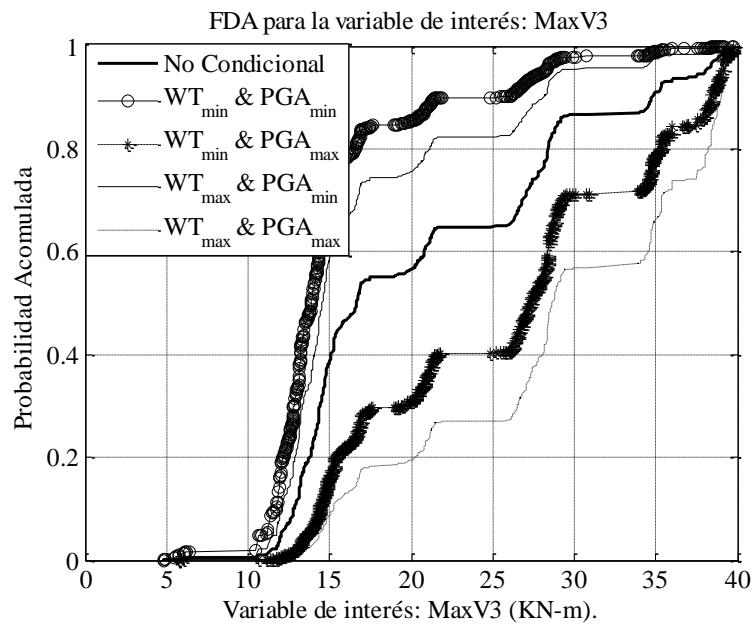


Figura A. 10. Grafica función de densidad acumulada MaxV3.

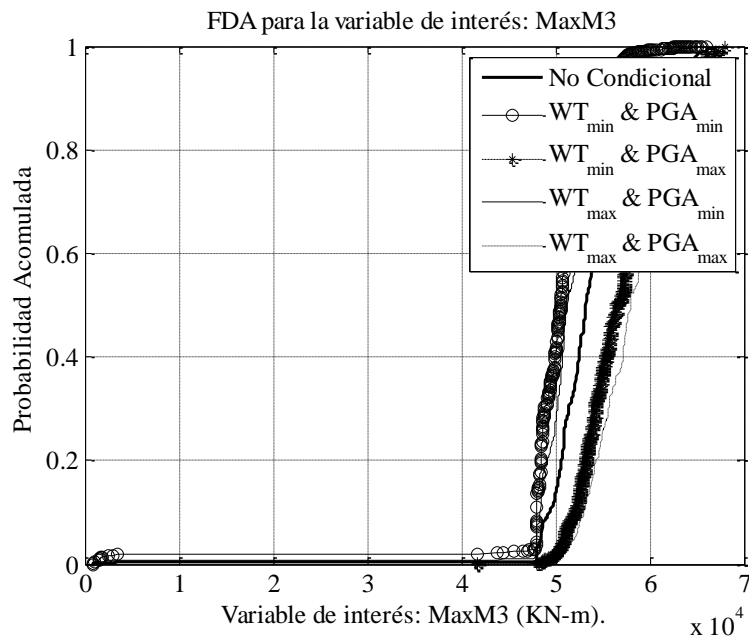


Figura A. 11. Grafica función de densidad acumulada MaxM3.

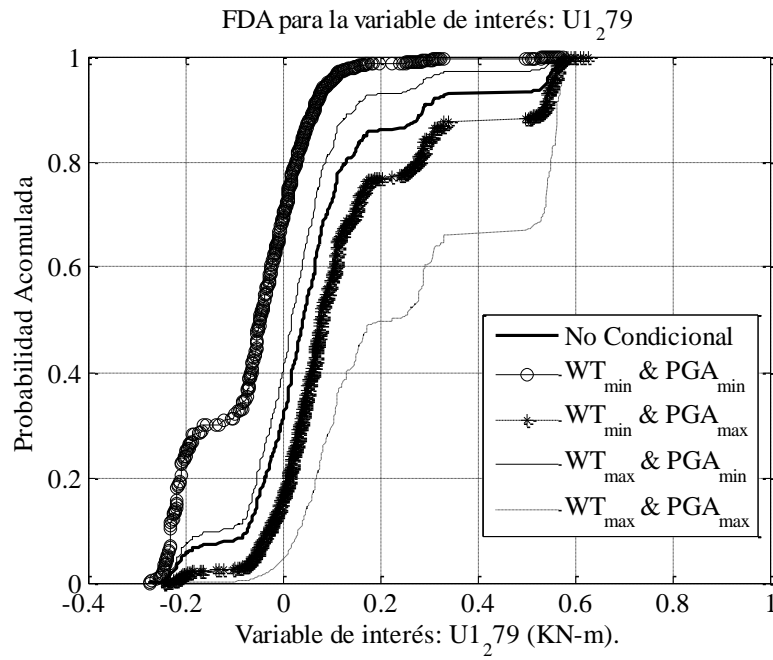


Figura A. 12. Grafica función de densidad acumulada U1.

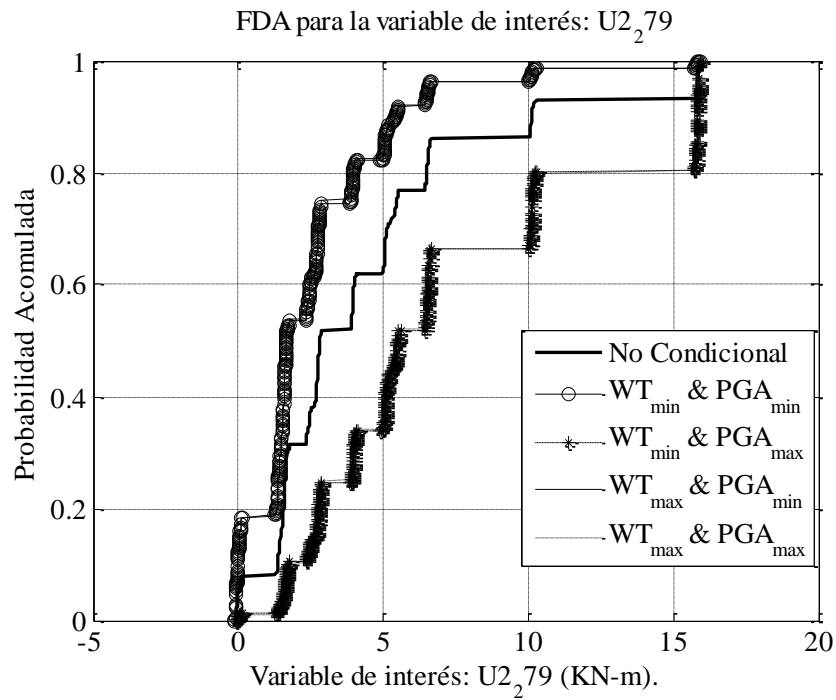


Figura A. 13. Grafica función de densidad acumulada U2.

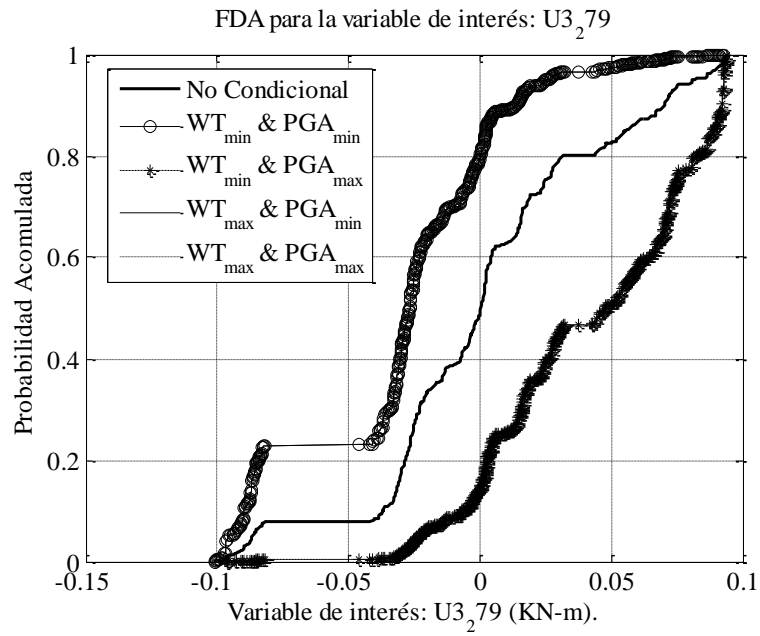


Figura A. 14. Grafica función de densidad acumulada U3.

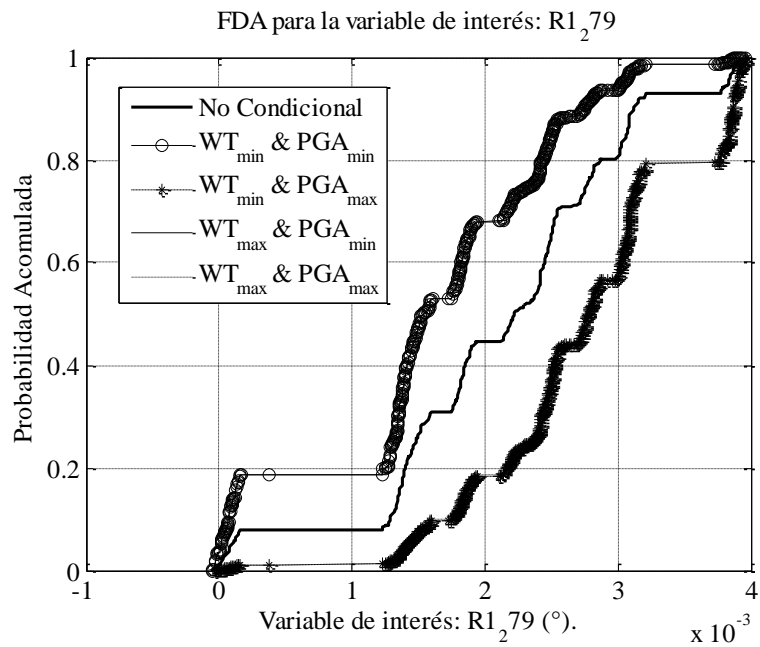


Figura A. 15. Grafica función de densidad acumulada R1.

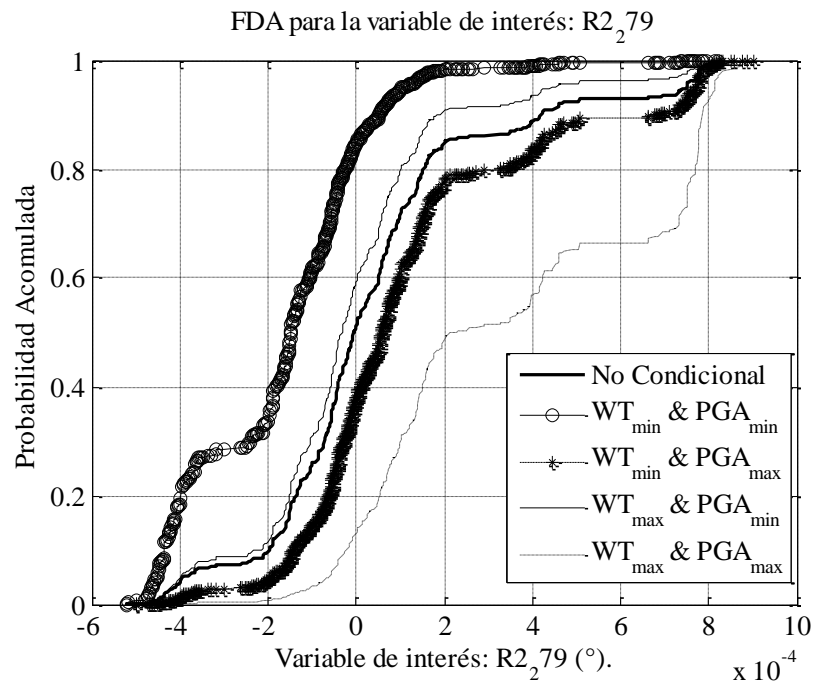


Figura A. 16. Grafica función de densidad acumulada R2.

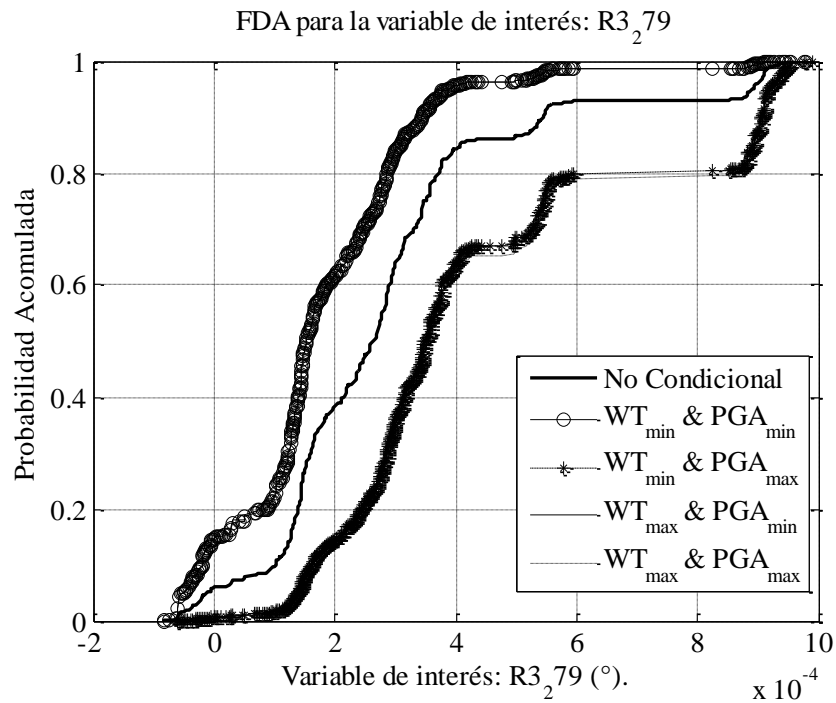


Figura A. 17. Grafica función de densidad acumulada R3.



## CARTA DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR

El que suscribe Harold Montes de Oca Caro Autor(es) del trabajo escrito de evaluación profesional en la opción de tesis con el título evaluación del factor de seguridad en las pilas de puentes vehiculares de concreto reforzado sujetos a sismo y carga viva por medio de la presente con fundamento en lo dispuesto en los artículos 5, 18, 24, 25, 27, 30, 32 y 148 de la Ley Federal de Derechos de Autor, así como los artículos 35 y 36 fracción II de la Ley de la Universidad Autónoma del Estado de México; manifiesto mi autoría y originalidad de la obra mencionada que se presentó en Ciudad Universitaria (lugar) Facultad de Ingeniería para ser evaluada con el fin de obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.

Así mismo expreso mi conformidad de ceder los derechos de reproducción, difusión y circulación de esta obra, en forma NO EXCLUSIVA, a la Universidad Autónoma del Estado de México; se podrá realizar a nivel nacional e internacional, de manera parcial o total a través de cualquier medio de información que sea susceptible para ello, en una o varias ocasiones, así como en cualquier soporte documental, todo ello siempre y cuando sus fines sean académicos, humanísticos, tecnológicos, históricos, artísticos, sociales, científicos u otra manifestación de la cultura.

Entendiendo que dicha cesión no genera obligación alguna para la Universidad Autónoma del Estado de México y que podrá o no ejercer los derechos cedidos.

Por lo que el autor da su consentimiento para la publicación de su trabajo escrito de evaluación profesional.

- a) Texto completo.
- b) Por capítulos.
- c) Solamente portada y tabla de contenido.



Se firma presente en la ciudad de Toluca, a los 22 días del mes de junio de 2017.

Harold Montes de Oca Caro  
Nombre y firma de conformidad